



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Etude du réseau d'assainissement pôle Urbain OUM DROU 1900
logements (W.Chlef)**

Présenté par :

HABBAL MOHAMED

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
KHEDIMALLAH Abderrahmane	M.C.B	Examineur
DAHMANE mouloud	M.C.B	Examineur
TOUMI SAMIR	M.C.B	Promoteur

Session Juillet 2025

DEDECASE

Il arrive, dans la vie, des moments où l'on s'arrête un instant, non pas pour se reposer, mais pour regarder d'où l'on vient, mesurer le chemin parcouru et rendre hommage à ceux qui ont été là, silencieusement ou intensément, dans l'ombre ou dans la lumière.

À travers ces quelques lignes, je tiens à exprimer, avec fierté et une immense gratitude, toute la reconnaissance que je porte à celles et ceux qui ont jalonné mon parcours de leur présence bienveillante, leur soutien indéfectible, et parfois même de leur simple regard plein d'encouragement.

Je commence par la personne la plus précieuse à mes yeux : ma mère. Par sa tendresse, ses sacrifices silencieux et son amour inépuisable, elle a été mon refuge et ma force. Je lui dois plus que des mots ne pourraient jamais dire.

À mon père, pilier de ma vie, dont la rigueur, la générosité et les conseils m'ont guidé pas à pas, je rends un hommage sincère et profondément respectueux.

À mes frères et sœur : Ayoub, Asmaa, Moumen et Younes, vous avez été mes soutiens constants, mes alliés dans les tempêtes comme dans les moments de joies. Et à ma petite princesse Amira, ta présence innocente et lumineuse me rappelle chaque jour pourquoi il faut continuer à avancer avec le sourire.

À Mohamed Mahdjoub, plus qu'un ami, un frère de cœur, dont le soutien constant et la confiance en moi ont été une force précieuse dans les moments de doute.

*Je n'oublie pas achref ziane et ilyes essellami, ilyes toualbia, amine mbarek
À vous trois, frère de cœur, saoula mokhtar, faycel kebli et sabirou hadjeba*

Mes pensées vont également à mes amis chers zirek hamza, aymen taibi, kazoula ayache, khalil, moncif, amar. Merci pour votre camaraderie sincère et votre humour qui a souvent allégé le poids des jours.

Je n'oublie pas mes compagnons de l'ESSAT : kassoul anes, aymen bouriche, djalile rahba, kader chekrare, salil habhoub, yasser djoudi

À vous tous, qui avez cru en moi, qui avez partagé mes doutes et mes espoirs — cette réussite est aussi la vôtre.

Merci du fond du cœur.

REMERCI

Avant toute chose, je rends grâce à Dieu Tout-Puissant, source de force, d'inspiration et de persévérance. C'est par Sa volonté que j'ai trouvé l'ambition, la patience et la détermination nécessaires pour mener à bien ce travail, que j'ai réalisé avec sincérité, passion et humilité.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur TOUMI S., mon encadrant, pour sa disponibilité, ses orientations précieuses, et ses remarques constructives qui ont grandement contribué à la réalisation de ce mémoire. Son accompagnement m'a permis d'évoluer, de mieux comprendre les enjeux du sujet traité, et de garder le cap tout au long de cette aventure académique.

Ma gratitude va également aux membres du jury, pour le temps qu'ils consacreront à l'étude de ce travail, et pour leurs remarques qui ne manqueront pas d'enrichir ma réflexion.

Je n'oublie pas l'ensemble des enseignants de l'ENSH, qui, par leur savoir, leur engagement et leur soutien, ont su éveiller en moi la rigueur scientifique et l'envie d'apprendre. Leur impact sur ma formation est immense, et je leur en suis profondément reconnaissant.

Enfin, j'adresse un remerciement sincère à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire : famille, amis, collègues, ou simples connaissances croisées sur mon chemin. Votre aide, votre écoute ou parfois même votre simple présence ont eu, chacun à leur façon, une importance précieuse dans l'accomplissement de ce projet. Que Dieu vous bénisse et vous récompense pour votre bienveillance. Merci infiniment.

ملخص

تشهد ولاية الشلف، وبالأخص مدينة أم الدروع ، تزايداً سريعاً في عدد السكان، مما يجعل من الضروري إنشاء مدن جديدة لتلبية حاجيات السكان المتزايدة. وفي هذا الإطار، تهدف هذه المذكرة إلى تصميم شبكة صرف صحي موحدة للمدينة الجديدة أم الدروع يركز المشروع على إنشاء شبكة قادرة على تصريف كل من مياه الأمطار ومياه الصرف الصحي نحو نقطة تصريف موحدة، على أن يتم فصل هذه المياه لاحقاً، حيث تُوجّه مياه الأمطار نحو مجرى مائي طبيعي، بينما تُحوّل المياه المستعملة إلى محطة معالجة خاصة لتحقيق هذا الهدف، تم جمع مختلف المعطيات الأساسية، وتقدير التدفقات المتوقعة، وحساب الأبعاد الهندسية اللازمة للقنوات والمنشآت، مع إعداد مخطط تفصيلي للشبكة وفقاً للمعايير التقنية المعمول بها. كما تم تقييم المشروع من الناحية الاقتصادية من خلال تقدير الكلفة الإجمالية ومدة الإنجاز المتوقعة.

الكلمات المفتاحية: شبكة الصرف الصحي، محطة المعالجة، الكلفة الإجمالية

Résumé

La ville de Chlef connaît une croissance démographique soutenue, ce qui rend indispensable la création de nouvelles zones urbaines afin de répondre aux besoins croissants de la population. Dans ce contexte, le présent mémoire a pour objectif la conception d'un réseau d'assainissement unitaire pour le nouveau pôle urbain de Oum Drou, situé dans la wilaya de chlef .

Le système proposé vise à collecter et à évacuer conjointement les eaux usées et les eaux pluviales vers un point de rejet commun, avant de les séparer. Ainsi, les eaux pluviales seront dirigées vers un cours d'eau naturel, tandis que les eaux usées seront acheminées vers une station d'épuration.

Pour mener à bien cette étude, nous avons procédé à la collecte des données nécessaires, à l'estimation des débits à évacuer, au dimensionnement des ouvrages, ainsi qu'à l'élaboration du plan du réseau conformément aux normes en vigueur. Une évaluation économique du projet a également été réalisée, prenant en compte le coût global et la durée estimée des travaux.

Abstract:

This dissertation focuses on the design of a sanitation network for the new urban pole of Oum Drou, located in the province of Chlef. With the ambition of creating a model city that promotes a healthy and pleasant environment, we have adopted a unitary system for the evacuation of both wastewater and stormwater into the natural environment.

After collecting all the necessary data, we proceeded with the estimation of the expected flows, followed by the hydraulic design and layout of the network. Additionally, a quantitative and cost estimation study was carried out to evaluate the overall economic feasibility of the project.

Keywords

Oum Drou – Sanitation network – Unitary system – Wastewater – Stormwater – Hydraulic design – Cost estimation

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	2
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	
Introduction	3
I.1.Situation géographique.....	3
I-2 Les données naturelles du site	5
I-2-1 Topo morphologie	5
I-2-2 Situation Géologique	5
I-2-3 Sismicité.....	5
I-3 Situation climatique.....	5
I-3-1 Climat.....	5
I-3-2 La température.....	6
I-3-3 Pluviométrie.....	6
I-3-4 l'humidité.....	7
I-3-5 le vent.....	7
I-3-6 Evaporation	8
I-4 Situation Hydrogéologique	9
I-5 Situation Hydrographique.....	9
I-6 Situation démographique	9
I-7 Situation hydraulique	9
CONCLUSION	10
CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE	
I.Introduction	12
II.1 La série des données pluviométriques	12
II.3 Etude des précipitations maximales journalières	16
II.3.1 Caractéristiques empiriques de la série.....	16
II.3.2 Ajustement de la série.....	17
II.3.2.1.Ajustement de la série à la loi de GUMBEL	17
II.3.2.2 Ajustement à la loi de Galton (la loi log-normale).....	19
II.3.2.3. Ajustement à la loi de GEV.....	20
II.3.3 Choix de la loi d'ajustement.....	22
II.3.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée	23
II.4 Intensité moyenne maximale	25
.Conclusion.....	25
CHAPITRE III : ELEMENTS DE BASE	
INTRODUCION.....	27
I.Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement.....	27

I.1 Système séparatif	27
I.2 Système unitaire	28
I.3 Système pseudo- séparatif.....	29
II.Choix du système d'évacuation	31
III.Différent schéma d'évacuation	32
III.1 Schéma perpendiculaire.....	32
III.2 Schéma par déplacement latéral.....	32
III.3 Schéma de collecteur par zones étagées.....	33
III.4 Schéma radial.....	33
III.5 Schéma à collecte transversale oblique.....	34
IV. Choix du schéma d'évacuation.....	34
V. Principe du tracé du réseau.....	34
VI. Evaluation du coefficient de ruissellement.....	35
VI.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation.....	35
VI.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population..	36
VI.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	36
VI.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	36
VII. Calcul de la population de chaque sous bassin.....	37
VII.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins.....	37
VII.2 Choix de la limite des surfaces élémentaires (sous bassins).....	37
VII.3 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total.....	37
VII.4 Calcul de nombre d'habitants de chaque sous-bassin:.....	39
Conclusion.....	40

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

INTRODUCTION.....	42
I.Origine et nature des eaux à évacuer	42
I.1. Les eaux usées.....	42
I.1.1 Les eaux usées domestiques	42
I.1.2 Les eaux usées des services publics.....	43
I.1.3 Les eaux usées industrielles	43
I.1.4. Les eaux parasites :.....	44
I.2. Les eaux pluviales	44
II.Estimation des débits des eaux usées.....	44
II.1. Débits des eaux usées domestiques	45
II.1.1.Débit moyen journalier.....	45
II.1.2.Débit de pointe.....	46
II.2 Débits des eaux usées des établissements publics.....	46
II.2.1 Débit moyen journalier.....	47
II.2.2.Débit de pointe	48
II.3.Débits totaux des eaux usées à évacuer	49
III..Estimation des débits des eaux pluviales	49
III.1. La méthode rationnelle	50
III.1.1.Coefficient réducteur de l'intensité	50

III.1.2. Validité de la méthode rationnelle	51
III.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle	51
III.1.4. Temps de concentration.....	52
III.1.5. Critique de la méthode rationnelle	52
III.2. La méthode superficielle.....	53
III.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot	54
III.2.2. Validité de la méthode superficielle	54
III.2.3. Formules d'assemblage et d'équivalence:.....	55
III.3. Choix de la méthode:.....	55
III.4. Calcul des débits pluviaux	55
III.5. Estimation des débits des eaux parasites.....	56
III.6. Calcul des débits d'eaux totales de notre agglomération.....	57
Conclusion	58

CHAPITRE V : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction	60
I. Conception d'un système d'assainissement.....	60
II. Mode de dimensionnement des canalisations.....	60
II.1. Base de calcul.....	60
II.2. Formule de MANNING-STRICKLER	61
II.3. Formule de BAZIN	62
II.3.1. Réseau unitaire.....	62
II.3.2. Les abaques de Bazin.....	63
III. Conditions d'implantation des réseaux	64
V. Résultats du dimensionnement.....	64
Conclusion.....	84

CHAPITRE VI : LES ELEMENTS DU RESEAU D'EGOUT ET OUVRAGES ANNEXES

Introduction

I. Les ouvrages principaux	86
I.1. Les canalisations.....	86
I.2. Type de canalisations	86
I.3. Choix du type de canalisations	87
I.4. Joints des conduites	87
I.5. Les essais de conduites préfabriqués	89
II. Les ouvrages annexes.....	90
II.1. Les ouvrages normaux.....	89
II.1.1. Les regards.....	89
II.1.2. Les bouches d'égout.....	91
II.1.3. Les branchements particuliers	92
II.1.4. Les caniveaux.....	92
II.2. Les ouvrages spéciaux.....	94

II.2.1. Les déversoirs d'orage	94
II.2.2. Emplacement de déversoirs d'orage.....	96
II.2.3. Choix du type de déversoir d'orage	97

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET

Introduction	100
I. Emplacement des canalisations.....	100
II. Exécution des travaux.....	100
II.1. Manutention et stockage des conduites.....	100
II.2. Décapage de la couche de terre végétale.....	101
II.3. Emplacement des piquets.....	101
II.4. Exécution des tranchées et des fouilles des regards.....	101
II.5. Aménagement du lit de sable.....	101
II.6. Pose des canalisations.....	102
II.7. Assemblage des canalisations.....	102
II.8. Essai d'étanchéité.....	102
II.9. Réalisation des regards.....	102
II.10. Remblayage et compactage.....	103
III. Choix des engins.....	103
IV. Calcul des différents volumes des travaux.....	104
IV.1. Volume du décapage de la couche végétale.....	104
IV.2. Volume du déblai des tranchées.....	104
IV.3. Volume occupé par le lit de sable.....	104
IV.4. Volume occupé par les collecteurs.....	104
IV.5. Volume de l'enrobage.....	105
IV.6. Volume du remblai de protection.....	105
IV.7. Volume excédentaire.....	105
V. Devis quantitatif et estimatif.....	106
VI. Planification du projet.....	107
VI.1. Technique de la planification.....	107
VI.2. La méthode de calcul basée sur le réseau.....	108
Conclusion.....	112
Conclusion générale.....	113
Références bibliographiques.....	114

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Fig I.1 ; Limites Administratives de la commune oum drou wilaya de chlef ...	4
Fig I.2 ; Limites géographique de la zone d'étude.....	4
FigI.3 : Les précipitations moyennes mensuelles.....	7
FigI.4 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents.....	8

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel.....	18
Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale.....	20
Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV.....	21

CHAPITRE III : ELEMENTS DE BASE

Figure III.1 :Représentation schématique d'un réseau séparatif.....	29
Figure III.2 :Représentation schématique d'un réseau unitaire.....	29
Figure III.3 :Représentation schématique d'un réseau pseudo séparatif.....	30
Figure III.4 :schéma perpendiculaire.....	33
Figure III.5 :Schéma par déplacement latéral.....	33
Figure III.6 : Schéma de collecteur par zones étagées.....	34
Figure III.7 :Schéma de collecteur par zones étagées.....	34
Figure III.8 :Schéma à collecte transversale oblique.....	35

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

Figure VI-1 : Joints sur tuyaux en béton.....	89
Figure VI-2 : Joints de tuyau en grès.....	89
Figure VI-3 : Joints Everitube et Eternit.....	90
Figure VI-4 : Exemple d'un regard simple.....	91
Figure VI-5 : Une bouche d'égout sans décantation.....	93
Figure VI-6 : Un branchement simple.....	93
Figure VI-7 : Schéma du déversoir d'orage.....	95
Figure VI-8 : Exemples de déversoir frontal.....	96
Figure VI-9 : Exemple de déversoir à seuil latéral.....	96
Figure VI-10 : Exemple de déversoir à double seuil.....	97

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET

Figure VII-1 : Pose du lit de sable.....	102
Figure VII-6 : Réseau a nœud.....	106

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : La répartition de température mensuelle de la wilaya de CHLEF..	6
Tableau I.2 : Les précipitations moyennes mensuelles	6
Tableau I.3 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents.....	7
Le tableau I-4 indique une fluctuation irrégulière de l'évaporation sur une base mensuelle.....	8

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II.1: Identification de la station pluviométrique de oum drou.....	11
Tableau II.2: La série pluviométrique (station de oum drou) 1992-2022.....	12
Tableau II-4 : Calcul des paramètres du test de la médiane.....	15
Tableau II-5 : Les caractéristiques de la série pluviométriques.....	17
Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).....	18
Tableau II-7 Résultat de l'ajustement à la loi de log normale (Hyfran).....	19
Tableau II - 8: Résultat de l'ajustement à la loi de GEV (Hyfran).....	21
Tableau II- 9: Résultat du test de Pearson χ^2	22
Tableau II-10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.....	23

CHAPITRE III : ELEMENTS DE BASE

Tableau III.1: Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	30
Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	35
Tableau III.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population...	36
Tableau III.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.	36
Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	36
Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement des sous-bassins.....	38
Tableau III.7 : Répartition de la population.....	39

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.....	45
Tableau IV-2: Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin.....	47
Tableau IV-3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.....	48
Tableau IV-4: Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode. Caquot..... ;	54
Tableau IV-5 Évaluation des débits pluviaux pour chaque sous-bassin.....	55
Tableau IV-6: Débits des eaux parasites pour chaque surface élémentaire.....	56
Tableau IV-7 Évaluation des débits totaux de notre agglomération bassin.....	57

CHAPITRE V : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tableau V-1 : Calculs du réseau projeté.....	65
--	----

CHAPITRE VI : LES ELEMENTS DU RESEAU D'EGOUT ET OUVRAGES ANNEXES

Tableau VII-1: les dimensions des regards.....	93
--	----

CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif.....	106
Tableau VII-2 : Les paramètres de la méthode C.P.M.....	108
Tableau VII-3 : Les symboles et les durées de différentes opérations.....	109
Tableau VII-4 : Détermination des délais.....	110

LISTES DES PLANCHES

Planche n°1/4 : Levé topographique du nouveau pole urbain de la ville oum drou

Planche n°2/4 : Plan de masse avec le réseau d'assainissement projeté du nouveau pole urbain de la ville de oum drou.

Planche n°3/4 : profil en long du collecteur principal.

Planche n°4/4 : les éléments constitutifs du réseau d'égout

LISTES DES ANNEXES

Annexe n°01 : : Table de chi au carré

Annexe n°02 Abaque n° 1: Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage

Annexe n°03 Abaque n° 2 : Variations des débits des vitesses en fonction du remplissage

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

L'assainissement occupe une place centrale dans l'aménagement urbain moderne, car il vise à garantir la salubrité des espaces de vie, à préserver la santé publique, et à protéger les écosystèmes contre les effets néfastes des rejets liquides. Il s'agit d'un enjeu fondamental, particulièrement dans les contextes marqués par une forte dynamique de développement urbain.

Dans la wilaya de Chlef, la croissance rapide du tissu urbain — alimentée par l'expansion des programmes de logements publics et privés — s'accompagne d'une hausse significative des volumes d'eaux usées et pluviales à gérer. Cette évolution, couplée à la pression démographique, souligne la nécessité urgente d'une gestion performante et durable des systèmes d'évacuation des eaux.

C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent travail, qui porte sur la conception d'un réseau d'assainissement unitaire pour la zone d'Oum Drou, intégrée au nouveau pôle urbain de la wilaya de Chlef. L'objectif est de proposer une solution adaptée aux réalités locales, capable de répondre aux besoins actuels tout en anticipant les exigences futures.

Le travail s'est articulé autour de trois grandes étapes. Il a d'abord été essentiel d'effectuer une analyse approfondie de la zone d'étude, afin de mieux comprendre ses caractéristiques physiques, sociales et environnementales. Ensuite, un plan d'évacuation a été élaboré. La conception du réseau tient compte des flux hydrauliques, de la topographie du terrain et des contraintes techniques afin d'assurer une mise en œuvre efficace et adaptée. Enfin, des calculs hydrauliques ont été réalisés pour estimer les débits à collecter et permettre le dimensionnement optimal du réseau projeté.

Ce mémoire se veut ainsi une contribution concrète à la problématique de l'assainissement en milieu urbain, dans un contexte de développement soutenu. Il met en lumière l'importance d'une approche intégrée, où les aspects techniques s'allient à une vision durable, au service de la santé des populations et de la protection de l'environnement.

Chapitre I :
PRESENTATION DE LA
ZONE D'ETUDE

Introduction :

Avant de lancer un projet d'assainissement, il est essentiel de réaliser une étude préalable du site afin d'identifier ses caractéristiques physiques ainsi que les éléments pouvant influencer la conception du réseau. Chaque terrain possède en effet des particularités propres qui peuvent impacter directement le choix des solutions d'assainissement.

- des caractéristiques naturelles du site (topographie, géologie, climat, etc.) ;
- des données spécifiques à l'agglomération existante (densité, superficie, population, etc.) ;
- des prévisions liées à l'évolution future de la ville (urbanisation, croissance démographique) ;
- ainsi que des éléments directement liés aux besoins et contraintes en matière d'assainissement.

La présentation de l'agglomération constitue une étape clé pour mener à bien l'analyse diagnostique et envisager l'extension future du réseau d'assainissement dans la ville d'Oum Drou.

I-1 Situation géographique :

La commune d'Oum Drou, anciennement connue sous le nom de Pontéba, est localisée dans la wilaya de Chlef, en Algérie. Elle se trouve à environ 10 kilomètres à l'est de la ville de Chlef, le long de la route nationale N°04. Ses coordonnées géographiques sont approximativement 36°12' de latitude nord et 1°23' de longitude est, avec une altitude moyenne de 88 mètres au-dessus du niveau de la mer. Au Nord par la commune de Labiod Medjadja.

- **Au Nord** par la commune de Labiod Medjadja.
- **Au Nord-Est** par la commune de Chlef (ex-El Asnam).
- **À l'Est** par la commune de Ouled Abbès.
- **Au Sud-Est** par la commune de Chettia.
- **Au Sud** par la commune de Ouled Fares.
- **Au Sud-Ouest** par la commune de Oued Fodda.
- **À l'Ouest** par la commune de Sendjas.
- **Au Nord-Ouest** par la commune de Beni Rached.

La commune d'Oum Drou, appartenant à la wilaya de Chlef, s'étend sur une superficie d'environ 115 km². Son territoire présente une diversité topographique, marqué par une zone centrale montagneuse culminant à 1213 mètres d'altitude. La zone urbaine actuelle occupe près de 90 hectares. Située dans la plaine du Bas-Chelif, la région est réputée pour la richesse de ses terres agricoles.

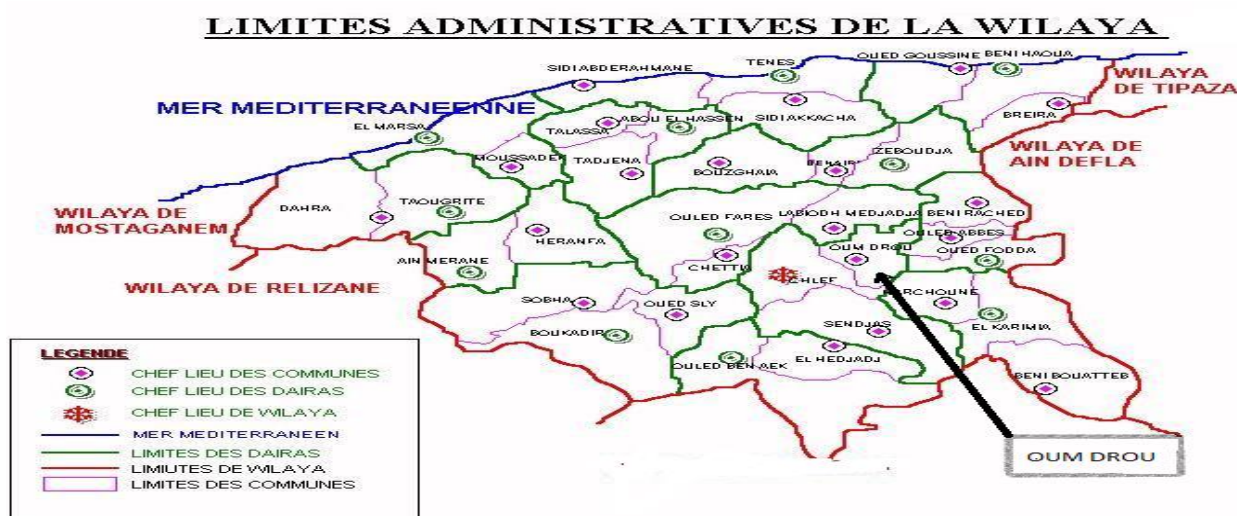


Fig. I.1: Carte des frontières administratives de la commune d'Oum Drou (wilaya de Chlef) (source:DRE)

L'aire d'étude s'étale sur une superficie de 37,15 hectares. Elle est localisée à proximité du centre urbain de la commune d'Oum Drou et se caractérise par un environnement mixte à dominance agricole. Elle est délimitée comme suit :

- **Au Nord** : par des **terres agricoles** et quelques habitations dispersées.
- **Au Sud** : par des **zones agricoles** et le passage de l'**Oued Chelif**, cours d'eau principal de la région.
- **À l'Est** : par un **espace agricole ouvert** traversé par un **petit cours d'eau secondaire**.
- **À l'Ouest** : par la **Route Nationale n°4**, qui relie Chlef à Oued Fodda, jouant un rôle structurant dans la mobilité locale.

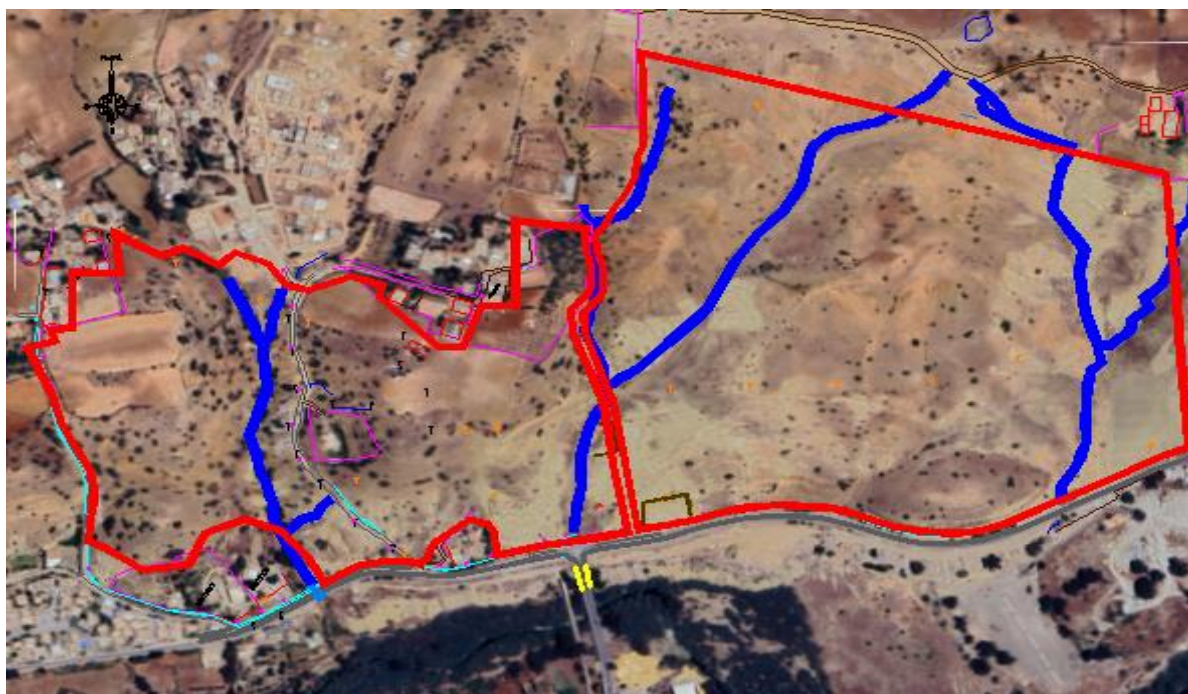


Fig. I.2 : Localisation géographique de la zone étudiée

Source: DRE chlef

I-2 Les données naturelles du site :

I-2-1 Topo morphologie :

La commune d'Oum Drou se caractérise par un relief de plateau bas et est principalement située dans la plaine du Chélif, une grande plaine alluviale traversée par le Chélif, le plus long fleuve d'Algérie. L'altitude moyenne au-dessus du niveau de la mer est de 120 à 160 mètres.

Bien que le sol soit généralement argilo-limoneux et propice à l'agriculture, il est sensible à l'érosion de surface et à la stagnation de l'eau, notamment en l'absence d'un réseau d'assainissement performant. Pour l'évaporation des eaux pluviales, cette morphologie nécessite une bonne pentification.

I-2-2 Situation Géologique :

La présence de strates non consolidées et hétérogènes comme les argiles, les limons et les marnes caractérise la géologie du site communal d'Oum Drou.

Ces caractéristiques géologiques affectent directement la stabilité des trachées et nécessitent l'utilisation d'approches particulières lors des projets de terrassement, telles que le choix d'engins appropriés et de techniques d'exécution en fonction des exigences du sol.

I-2-3 Sismicité :

La commune d'Oum Drou est située dans une région à aléa sismique modéré à fort, classée en zone II selon les prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA). Le séisme majeur de 1980 ayant frappé la wilaya de Chlef rappelle l'importance d'intégrer des normes parasismiques rigoureuses dans la planification des constructions. En matière d'assainissement, une attention particulière doit être portée à la stabilité des tranchées et à la résistance des ouvrages, notamment en raison de la nature meuble des sols locaux, susceptible d'amplifier les effets des secousses.

I-3 Situation climatique :

L'examen du climat est crucial, puisque la compréhension de facteurs tels que les précipitations, les températures, l'humidité atmosphérique et les courants d'air autorise une taille adéquate des capteurs et des diverses installations d'assainissement.

I-3-1 Climat :

Le climat de la région relève du type méditerranéen, avec des caractéristiques marquées par une certaine irrégularité. Les hivers sont généralement courts, froids et humides, tandis que les étés se distinguent par une chaleur marquée et un temps sec. Les précipitations les plus importantes surviennent entre novembre et mars, avec un pic enregistré en décembre. La température moyenne saisonnière varie généralement de 5°C en hiver à près de 40°C durant l'été. Quant à la pluviométrie annuelle, elle se situe entre 360 et 700 mm, avec des précipitations réparties principalement de septembre à mai..

I-3-2 La température

La température joue un rôle déterminant sur la viscosité de l'eau, ce qui la rend essentielle à prendre en compte dans les études hydrauliques.

Pour la commune d'Oum Drou, les données climatiques les plus représentatives ont été recueillies auprès de la station météorologique de Chlef, opérée par l'Office National de la Météorologie, sur la période allant de 1982–2015. Ces observations offrent une base de référence précieuse pour l'analyse thermique de lieu. (Voir Tableau)

Tableau I.1 : La répartition de température mensuelle de la wilaya de CHLEF

mois	Ja	Fe	Ma	Av	Ma	J	J	A	Sp	Oc	Nv	Dc
Tem Moy (c°)	9.8	11.1	13.6	16	20.2	26.2	29	29.2	25.3	19.7	14.1	10.4
Tem Min(c°)	8.5	7.9	10.2	13.5	16.4	21.3	24.7	25.2	21.6	16	10.7	7.3
Temperature Maxl (c)	13.1	14.3	17	18.6	24.1	29.1	33.4	33.2	29.1	23.5	17.6	13.6

(Source : ONM CHLEF 2019)

D'après les données présentées dans le tableau ci-dessus, le climat local peut être divisé en deux grandes phases :

- Une saison froide qui s'étend de novembre à avril, avec des températures moyennes mensuelles les plus basses enregistrées en décembre, janvier et février, avoisinant 9,8°C.
- La région connaît une période estivale s'étendant de mai à octobre, caractérisée par des températures particulièrement élevées durant les mois de juillet et août, où les moyennes dépassent généralement les 29,2 °C

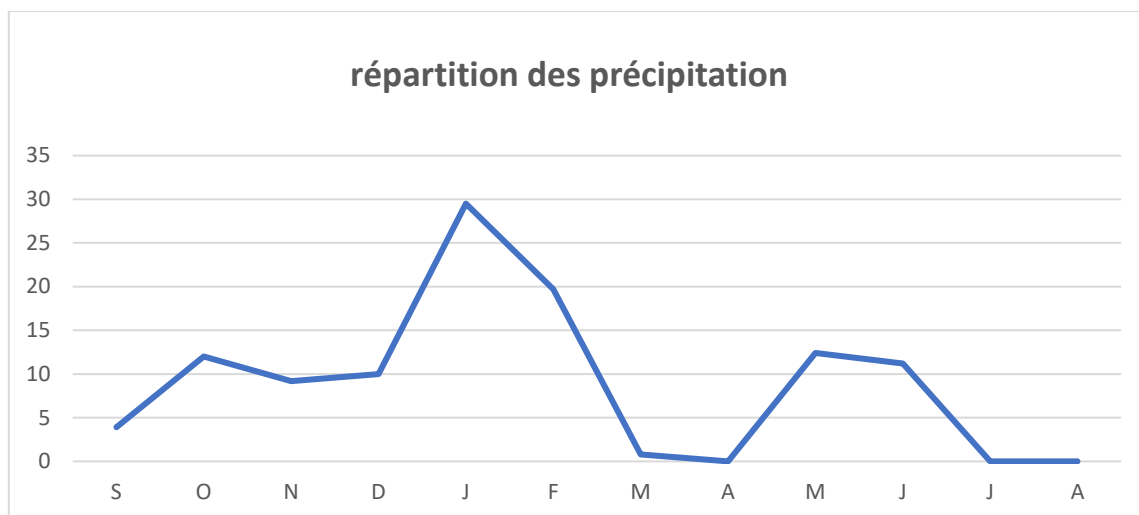
I-3-3 Pluviométrie

Les relevés effectués à la station météorologique d'Oum Drou indiquent que les précipitations présentent un caractère irrégulier, avec parfois des épisodes pluvieux intenses de type torrentiel. Le tableau n°02 ci-dessous expose les valeurs moyennes mensuelles des précipitations enregistrées durant une période d'observation de 20 années, allant de 1995 à 2015.

Tableau I.2 : Les précipitations moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fe	Ma	Av	Ma	J	J	A	Sp	Oc	Nv	D	TOT
P(mm)	3.9	12	9.2	10	29.5	19.7	0.8	0	12.4	11.2	0	0	108.7
P %	3.59	11.04	8.46	9.2	27.14	18.12	0.74	0	11.40	10.30	0	0	100

Source (ANRH ALGER 2019)



FigI.3 : Les précipitations moyennes mensuelles

I-3-4 l'humidité

Le cycle hydrologique est fortement influencé par le taux d'humidité de l'air. Elle intervient dans la régulation de l'évaporation du sol et a aussi un impact sur la couverture végétale.

Elle dénote la quantité effective de vapeur d'eau dans l'air, mise en comparaison avec la quantité maximale que l'air pourrait contenir s'il était saturé à la température équivalente.

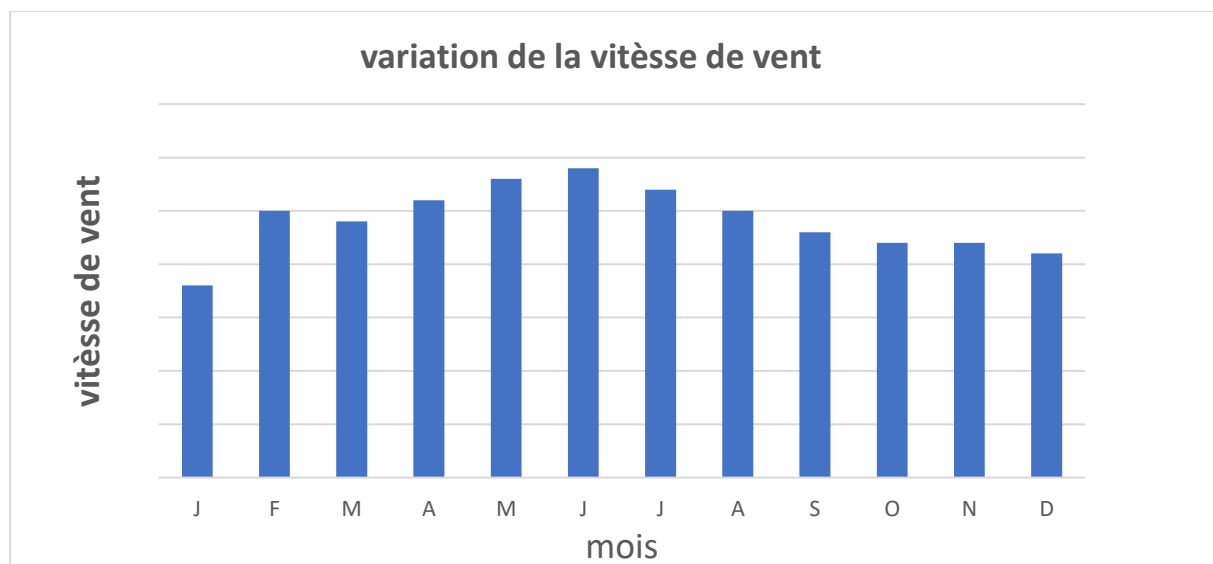
Habituellement, le taux d'humidité est plus grand le matin, indépendamment du mois de l'année. Elle varie entre 45 et 55 % pendant l'hiver, alors qu'en été, elle peut tomber à environ 25 %. Cette humidité peut, dans une certaine mesure, pallier l'absence ou la rareté des précipitations, en favorisant la croissance des végétaux.

I-3-5 le vent

Le vent représente un paramètre environnemental déterminant, dont la direction et la force peuvent avoir un impact direct sur le positionnement optimal des infrastructures à implanter.

Tableau I.3 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents.

Mois	Ja	Fe	Ma	Av	Ma	J	J	A	Sp	Oc	Nv	Dc
V(m/s)	1.8	2.5	2.4	2.6	2.8	2.9	2.7	2.5	2.3	2.2	2.2	2.1
direction	NE	W	W	W	W	W	WSW	WSW	W	NE	NE	NE



FigI.4 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents.

Les épisodes venteux sont souvent accompagnés d'orages suivis de précipitations. La vitesse moyenne annuelle du vent, estimée à 2,4 m/s, reste relativement faible et ne représente donc pas une contrainte majeure en termes de puissance.

En ce qui concerne les vents humides, leur orientation varie selon les périodes de l'année :

- Du nord-est entre octobre et janvier ;
- De l'ouest entre février et juin ;
- De l'ouest-sud-ouest durant les mois de juillet et août.

I-3-6 Evaporation :

Le tableau I-4 indique une fluctuation irrégulière de l'évaporation sur une base mensuelle.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne interannuelle
Max(mm)	154.6	190.3	194.5	226.1	170.3	200.7	187.4	172.7	303.9	277.4	281.4	235.4	(mm)
Min(mm)	47.41	22.2	39.8	29.4	27.4	42.2	33.1	70.8	80.5	54.6	40	163.6	651.01
Moy(mm)	101.005	106.25	117.15	127.75	98.85	121.45	110.25	121.75	192.2	166	160.7	199.5	1501.105

(Source ANRH ALGER 2019)

Les données du tableau indiquent que l'évaporation mensuelle atteint son minimum en octobre, avec une valeur de 22,2 mm, tandis que le pic est observé en mai, où elle atteint 303,9 mm.

I-4 Situation Hydrogéologique :

OUM DROU se trouve intégralement dans la plaine du CHELLIF, plus précisément dans le moyen CHELLIF connu pour ses sols agricoles. Par ailleurs, cette plaine est dotée d'une nappe phréatique qui requiert une attention spéciale en vue de sauvegarder cette précieuse ressource en eau.

I-5 Situation Hydrographique :

La commune d'OUM DROU présente un réseau hydrographique relativement dense, en rapport avec l'Oued CHELLIF. Parce que notre zone d'étude est située au nord de cet oued, il y a la présence de sources souterraines (les puits).

I-6 Situation démographique :

En hydraulique urbaine, la prise en compte de l'évolution démographique dès la conception des ouvrages est essentielle pour garantir leur efficacité sur le long terme.

En ce qui concerne le nouvel axe urbain d'OUM DROU, et compte tenu du fait qu'aucune extension ne sera possible en raison de la nature sociale des logements, l'agence d'études responsable de la conception a établi un taux d'occupation de cinq (05) individus par logement pour une période d'analyse s'étalant sur 30 ans.

-Taux d'occupation par logement égale 05 personnes

-Population prévue dans le POS $(1136+764) \times 5 = 9500$ habitants

I-7 Situation hydraulique :

Le provisionnement en eau potable de cette région est géré depuis un réservoir de 500 m³, qui est lui-même approvisionné par un réservoir central de 20 000 m³ basé à Chlef. Il reçoit son approvisionnement en eau grâce à une station de dessalement d'eau marine (SDEM), qui a été inaugurée le 1er juin 2015 à Mainis, dans la municipalité de Ténès. Dans le but de garantir un accès durable à l'eau potable, cette infrastructure a été mise en place au profit de la population de la wilaya de Chlef.

La zone possède un système de distribution de type arborescent, qui est essentiellement constitué de tuyaux en polyéthylène haute densité (PEHD).

La ville d'Oum Drou est actuellement équipée d'un réseau d'assainissement unitaire s'étendant sur environ 4500 mètres, conçu pour la collecte des eaux usées domestiques, avec un taux de raccordement estimé à 80 %. Pour le nouveau pôle urbain envisagé, il est prévu de mettre en place un réseau d'assainissement du même type, à savoir un système unitaire.

- Caractéristiques du réseau d'assainissement

- Le diamètre des collecteurs varie entre 315mm à 1500mm.
- La profondeur des canalisations varie entre 0,96m et de 2,85m.
- Les eaux usées rejettent à proximité de la ville dans STEP

CONCLUSION :

Dans ce domaine, nous avons fourni une vue d'ensemble de la zone d'investigation d'Oum Drou. Nous avons déterminé les caractéristiques essentielles du site ainsi que les informations indispensables à une gestion optimale du projet. Cette démarche préliminaire s'inscrit dans l'évaluation et la conception du réseau d'assainissement pour le nouveau pôle urbain d'Oum Drou (W. Chlef), Tout en veillant au respect des normes en matière de santé publique et de protection de l'environnement.

Chapitre II :
ETUDE
HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'hydrologie est une discipline scientifique essentielle qui s'intéresse aux différentes phases du cycle de l'eau, ainsi que les interactions entre ses différentes phases dans le milieu naturel., c'est-à-dire des mouvements et des échanges d'eau à travers les différents états physiques de la matière, depuis l'atmosphère jusqu'au sous-sol. Cette approche méthodique permet de saisir les mécanismes sous-jacents aux phénomènes physiques tels que les précipitations, le ruissellement, l'érosion et les inondations. Dans le cadre des disciplines liées à l'aménagement et à l'assainissement, l'étude hydrologique occupe une place prépondérante. Elle fournit les instruments indispensables pour évaluer les intensités pluviométriques et déterminer les périodes de retour. Cette approche contribue à la conception de réseaux capables de répondre efficacement aux aléas liés aux crues.

II.1 La série des données pluviométriques :

L'évaluation du régime pluviométrique est effectuée à partir des données mesurées par les réseaux de stations dédiées à la collecte des précipitations, installées dans une zone spécifique. Elle postule que les mesures enregistrées dans une station peuvent refléter les précipitations tombées dans les environs immédiats. La zone couverte par un pluviomètre, appelée zone d'influence, dépend directement de la densité du réseau de stations, ce qui impacte la fiabilité de l'estimation spatiale des précipitations.

La station pluviométrique située à Oum Drou a été retenue comme **station de référence**. Ses principales caractéristiques sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau II.1: Identification de la station pluviométrique de Oum Drou

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Oum drou	012225	X (km)	383.55	1992-2022 (30ans)
		Y (km)	325.7	
		Z (m)	125	

Source: ANRH Blida (2025)

La station enregistre une série de données pluviométriques comprenant les précipitations maximales mensuelles et annuelles. Cette série couvre une période de 30 ans, allant de l'année hydrologique 1992/1993 à celle de 2021/2022. Les informations recueillies sont synthétisées dans le tableau suivant.

Tableau II.2: La série pluviométrique (station de oum drou) 1992-2022

Année	Precipitations maximaux journalières (mm)												Max.
	Sp.	Oc.	Nv.	Dc.	Ja.	Fv.	Mrs	Av.	M	Juin	Juil.	A	
1992-1993	-	-	-	5.8	5	27.6	2.5	17.5	-	0	-	-	27.6
1993-1994	0	12.8	9.5	7.5	5.5	14.7	0.2	2.5	4	0	0	0	14.7
1994-1995	3	7	17	8	24	3.6	18.1	4.3	5.4	3.8	0	21	24
1995-1996	10.3	22	8.5	8.9	16.7	21.9	22.7	15.2	14.5	3	9.3	2	22.7
1996-1997	41.5	14.7	2.7	8.5	29.7	2.9	0	61	13.4	0	0	8.8	61
1997-1998	10.9	14.8	29.8	8.6	6.8	6.5	5.5	30.5	36.5	0.4	0	0	36.5
1998-1999	24.9	11.7	4.5	12.1	37.7	20.2	15.9	2.2	0	0	0	0.3	37.7
1999-2000	19.9	6.1	14.9	18.8	4.5	0	7.5	5.4	2.4	0	0	0	19.9
2000-2001	9.3	56	27.4	9.5	15.4	9.2	1.3	19.4	6.9	0	0	0	56
2001-2002	15.5	2.1	58.6	11.9	12.7	4.8	19.9	19.8	16.1	0	0	0.5	58.6
2002-2003	0	13.8	15.2	23.2	28.8	19.5	6	15.7	14.1	0	1.1	0	28.8
2003-2004	20.5	19.5	29.6	18.3	20.8	24.6	10.6	10.1	26.5	14.2	0	0	29.6
2004-2005	0	13.4	20	17.4	8.6	26.4	8	4.5	0	0	0	0	26.4
2005-2006	14.8	17.2	13.2	25.5	12.5	17.4	17.7	5.4	58.7	1.9	0	0.7	58.7
2006-2007	13	0	0	20	21.5	20.5	15.2	18.2	10.9	0	-	-	21.5
2007-2008	28.5	17.9	14.3	8.8	13	7.3	19.2	13.6	16.2	7.1	3.5	0	28.5
2008-2009	0	10.5	21.7	28.5	14.4	7.6	23.9	19.6	8.6	6.2	0	3	28.5
2009-2010	16.5	5.9	24.4	30	8.7	39.7	23.2	11.7	10.6	-	0	43.2	43.2
2010-2011	13.1	18.7	23.8	16.8	27.1	47.2	6.8	21.6	50.6	16.3	0	0	50.6
2011-2012	1.4	8.6	47.5	8.8	12	27.8	12.8	52.6	5.9	0	0	2.9	52.6
2012-2013	1.3	9.8	34.6	6.2	18.2	22.7	-	-	-	0	0	0	34.6
2013-2014	0	-	9	22.2	-	-	-	-	26.9	32.4	0	0	32.4
2014-2015	37.2	19	17.2	10.5	9.5	21.9	10	0	2.6	0	0	4.2	37.2
2015-2016	6.5	10	20.3	0	12.8	28	32.5	17	5	0	0	0	32.5

2016-2017	1.6	2.1	19.2	14.6	80	5.1	15.7	0	0	39.3	0	0	80
2017-2018	21.7	55.8	15	19.9	12.3	17.4	23.4	31.2	15	39.8	0	0	55.8
2018-2019	17.3	22	29.4	22.8	17.7	7.5	8.8	9.6	0	0	0	0	29.4
2019-2020	26.2	2.8	16.8	18.4	14	0	8.9	18.4	6	0	0	0	26.2
2020-2021	4.2	7.6	15.3	21	16.2	6.4	13	15	13	0.8	0	0	21
2021-2022	8.2	1	57.8	27.3	2.6	10.7	36.4	29	16	2.1	0	0	57.8

Source : ANRH Blida (2025)

Tableau II-4 : Calcul des paramètres du test de la médiane

Série triée par ordre croissant				Série non triée	
Année	$P_{\max,j}(\text{mm})$	Ordre m	signe	Année	$P_{\max,j}(\text{mm})$
1993-1994	14.7	1	-	1992-1993	-27.6
1999-2000	19.9	2	-	1993-1994	-14.7
12020-2021	21	3	-	1994-1995	-24
2006-2007	21.5	4	-	1995-1996	-22.7
1995-1996	22.7	5	-	1996-1997	+61
1994-1995	24	6	-	1997-1998	+36.5
2019-2020	26.2	7	-	1999-2000	+37.7
2004-2005	26.4	8	-	2000-2001	-19.9
1992-1993	27.6	9	-	2001-2002	+56
2006-2007	28.5	10	-	2002-2003	+58.6
1998-1999	28.5	11	-	2003-2004	-28.8
2008- 2009	28.8	12	-	2004-2005	-29.6
2018-2019	29.4	13	-	2005-2006	-26.4
2008-2009	29.6	14	-	2006-2007	+58.7
2013-2014	32.4	15	+	2007-2008	-21.5
2015-2016	32.5	16	+	2008-2009	-28.5
2012-2013	34.6	17	+	2009-2010	-28.5
1997-1998	36.5	18	+	2010-2011	+43.2
2014-2015	37.2	19	+	2011-2012	+50.6
1998-1999	37.7	20	+	2012-2013	+52.6
2009-2010	43.2	21	+	2013-2014	+34.6
2010-2011	50.6	22	+	2014-2015	+32.4
2011-2012	52.6	23	+	2015-2016	+37.2
2017-2018	55.8	24	+	2016-2017	+32.5
2000-2001	56	25	+	2017-2018	+80

2021-2022	57.8	26	+	2018-2019	+55.8
2001-2002	58.6	27	+	2019-2020	-29.4
2005-2006	58.7	28	+	2020-2021	-26.2
1996-1997	61	29	+	2021-2022	-21
2016-2017	80	30	+	2022-2023	+57.8

II.3 Etude des précipitations maximales journalières :

L'ajustement des données à une loi statistique adéquate est indispensable pour l'évaluation fiable des quantiles extrêmes.. Le choix d'une distribution théorique pertinente est donc une étape essentielle pour modéliser les séries des précipitations journalières maximales. Elle permet d'estimer les pluies rares et les débits de crue qui en résultent.

.dans cette étude, les étapes de cette procédure sont détaillées ci-après :

- **Trier la série des Pmaxj** dans l'ordre croissant afin de faciliter son traitement statistique.
- **Déterminer la fréquence expérimentale F(x)** en se basant sur la probabilité de non-dépassement.
- **Calculer les paramètres empiriques** de la série (moyenne, écart-type, coefficient de variation)
- **Procéder à un ajustement graphique** de la série sur différentes lois de probabilité pour en identifier la plus adaptée.
- **Estimer les quantiles** correspondant aux périodes de retour souhaitées,

Analyser les hauteurs et intensités de pluie sur de courtes périodes de temps.

II.3.1 Caractéristiques empiriques de la série :

a- **La moyenne** : des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=30} X_i}{N} = \frac{1134}{30} = 37.80 \quad \dots\dots\dots \text{II.3}$$

b. **L'écart-type « $\sigma_{P_{\max,j}}$ » :**

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=30} (X_i - \bar{X})^2}{N}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=30} (X_i - 37.80)^2}{30}} \quad \dots\dots\dots \text{II.4}$$

$$= 15.60$$

c. **Le coefficient de variation « C_v » :**

$$C_v = \frac{\bar{X}}{\sigma_X} = \frac{15.60}{37.80} = 0.41 \quad \dots\dots\dots \text{II.5}$$

Les caractéristiques de la série pluviométriques ;**Tableau II-5 : Les caractéristiques de la série pluviométriques**

Nb d'années d'observation	30
V max (mm)	80
Vmin(mm)	14.7
M (mm)	32.45
Moy (mm)	37.80
Ecart-type (mm)	15.60
Coefficient de variation	0.41

d.L'exposant climatique

D'après les recherches menées par (ANRH) à Alger, l'exposant climatique attribué à w . Chlef est estimé à $b = 0,35$.

II.3.2 Ajustement de la série

La fiabilité d'une méthode d'estimation dépend fortement du choix de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon utilisé, ainsi que des caractéristiques intrinsèques des données étudiées. De nombreuses recherches, à la fois empiriques et théoriques, ont été conduites afin de déterminer les conditions dans lesquelles une loi statistique particulière fournit les estimations les plus pertinentes. Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « **HYFRAN** » avec les trois lois suivantes :

- GUMBEL.
- Galton (Log-normal)
- GEV.

II.3.2.1. Ajustement de la série à la loi de GUMBEL

la loi de GUMBLE est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \dots\dots\dots \text{II.6}$$

$F(x)$: Frqs dépass de x ; α ,

x_0 : Coeffic d'ajustement

- x_0 est Représente le paramètre de position. (mode)

- α C'est un paramètre d'échelle, toujours positif, connu sous l'appellation « GRADEX » lorsqu'il est utilisé pour caractériser les précipitations extrêmes dans certains modèles hydrologiques. $1/\alpha$.

Par un changement de variable $y = \alpha (x-x_0)$; la loi de GUMBLE s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{II.7}$$

$Y = \alpha (x - x_0)$ est la variable réduite de GUMBEL.

L'équation de la droite est de :

$$x = (1/\alpha) y + x_0.$$

Les paramètres de la loi de GUMBEL, par la méthode du maximum de vraisemblance : $\alpha=11.7099$ $x_0=30$ mm

Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel ;

Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (HYFRAN)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	83.9	8.97	66.3 - 101
50.0	0.9800	75.7	7.79	60.4 - 91.0
20.0	0.9500	64.8	6.25	52.5 - 77.0
10.0	0.9000	56.4	5.09	46.4 - 66.3
5.0	0.8000	47.6	3.95	39.8 - 55.3

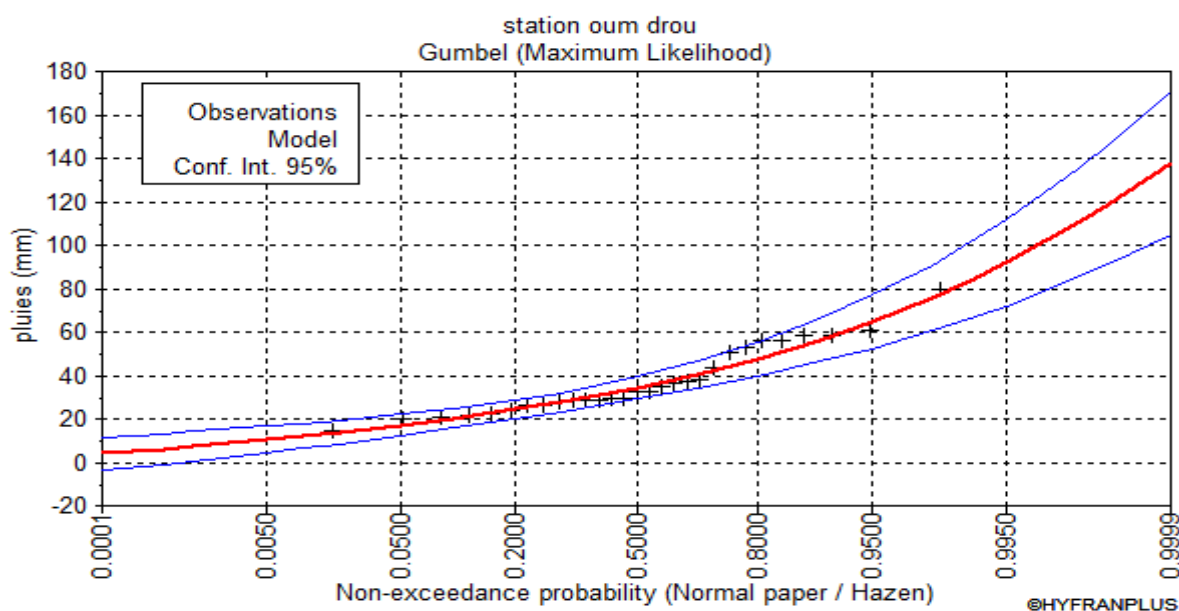


Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi de gumbel

II.3.2.2. Ajustement à la loi de Galton (la loi log-normale)

La forme de la fonction de répartition pour la loi de Galton est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots \text{II.8}$$

Avec

La variable réduite $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

L'équation de la droite de Galton qui ajuste les valeurs expérimentales, est :

$$\log(x_p \%) = \sqrt{\log x} + \sqrt{\log u_{p\%}} \dots \dots \dots \text{II.9}$$

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$\mu = 3.53309$

$\sigma_x = 0.4061$

Tableau II-7 Résultat de l'ajustement à la loi de log normale (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	88.1	13.0	62.7 - 113
50.0	0.9800	78.8	10.6	58.0 - 99.6
20.0	0.9500	66.8	7.80	51.5 - 82.1
10.0	0.9000	57.6	5.91	46.0 - 69.2
5.0	0.8000	48.2	4.25	39.8 - 56.5

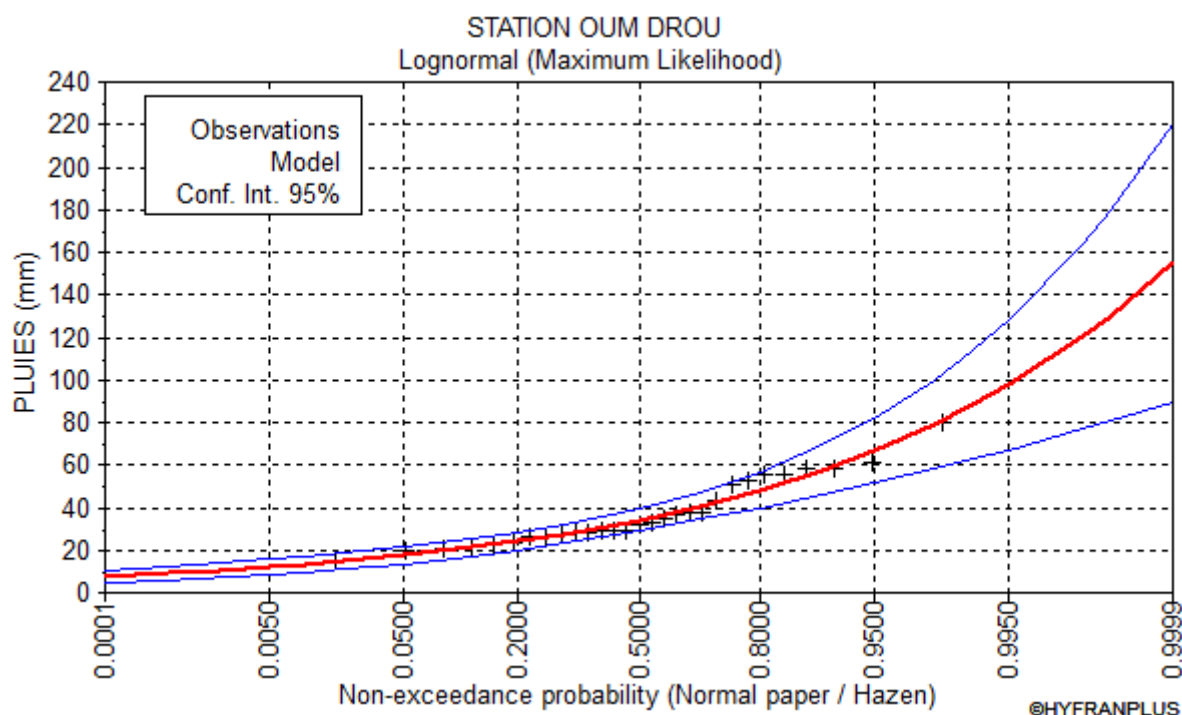


Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

C. Ajustement à la loi de GEV

La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \dots\dots\dots \text{II.10}$$

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$). - u : paramètre de position

- α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).

- k : paramètre de forme appelé indice des valeurs

extrêmes. L'expression de quantile est :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \quad \dots\dots\dots \text{II.12}$$

Les paramètres de la loi par la méthode des moments

pondérés: $u = 29.3774 \text{ mm}$

$\alpha = 10.73$

$k = -0.13$

Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé:

Tableau II - 8: Résultat de l'ajustement à la loi de GEV (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	97.5	25.5	N/D
50.0	0.9800	84.3	17.8	49.4 - 119
20.0	0.9500	68.5	10.5	47.9 - 89.0
10.0	0.9000	57.5	6.79	44.2 - 70.8
5.0	0.8000	47.2	4.40	38.6 - 55.8

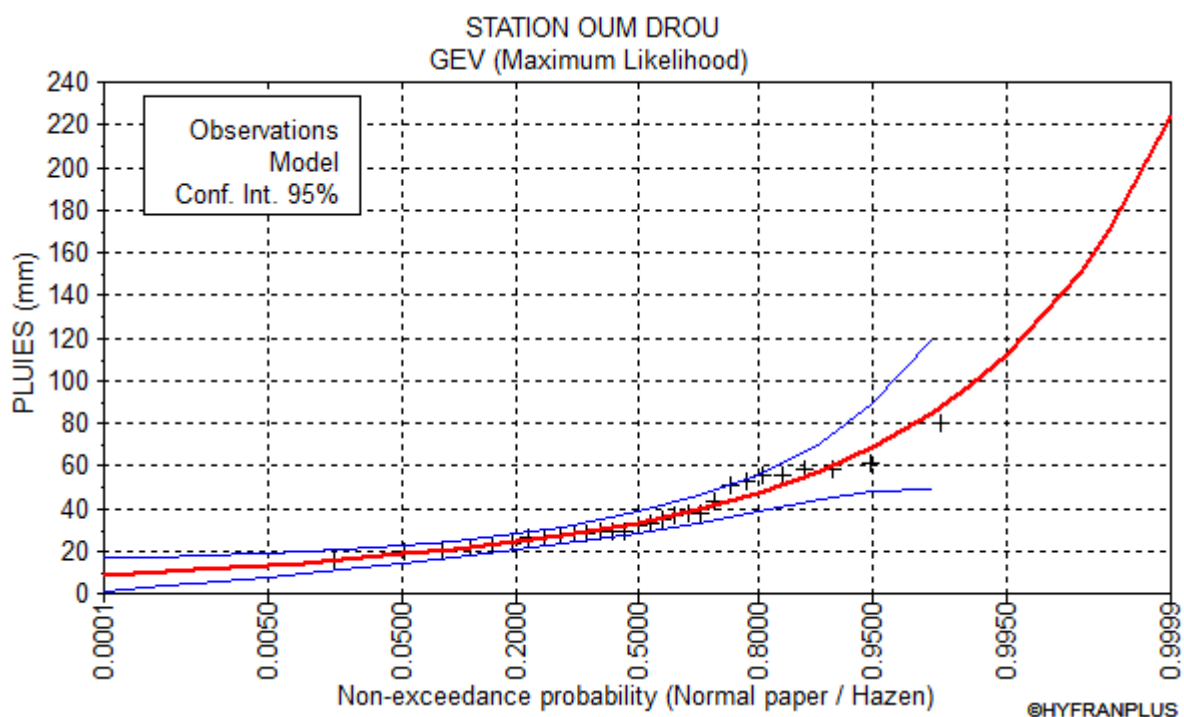


Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV

II.3.3 Choix de la loi d'ajustement

L'ajustement d'une loi aux données nécessite une vérification rigoureuse de sa capacité à représenter fidèlement la série observée., il est essentiel d'évaluer la qualité de cet ajustement. Le choix de la loi la mieux adaptée s'appuie sur une analyse combinant critères graphiques et tests statistiques de dispersion.

Test graphique

Ce test s'appuie essentiellement sur une analyse graphique visant à observer l'alignement des points sur le papier de probabilité. Un bon ajustement est confirmé si les points forment une droite régulière, sans déviations marquées ni ruptures.

Interprétation des graphiques

L'analyse graphique des figures 1, 2 et 3 révèle clairement que:

- La correspondance avec la loi de log normale est la plus précise, les points se situent très près de la ligne théorique avec une belle convergence. et pour une plus grande certitude, on utilise le test du « khi-deux ».

❖ Test d'adéquation de Khi-deux

ce test permet d'apprécier la qualité de l'ajustement en confrontant les fréquences observées aux fréquences théoriques attendues.. La décision d'acceptation ou de rejet du modèle est prise en fonction de la valeur calculée du χ^2 , confrontée à une valeur critique déterminée pour un niveau de signification fixé, généralement $\alpha = 5\%$. La valeur critique du test varie en fonction du nombre de degrés de liberté associé à la distribution étudiée.

D'après le logiciel « **HYFRAN** », Voici les résultats du test :

Tableau II- 9: Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Degré de liberté χ	χ^2 Calculé	χ^2 théorique	observation
GUMBEL	4	5.03	9.94	5.03<9.94 vérifié
GALTON	4	3.10	9.94	3.10<9.94 Vérifié
GEV	3	4.55	7.81	4.55<7.81 vérifié

❖ **Interprétation des résultats du test :**

D'après les données du tableau précédent et la conformité aux conditions de validité du test, le Khi-deux confirme la pertinence des lois de Gumbel, log-normale et GEV pour modéliser les observations.

❖ **Sélection de la loi :**

Puisque les deux lois présentent un bon ajustement aux données et que les valeurs théoriques X_t obtenues sont très proches, nous retenons la loi Log-normale. Ce choix est appuyé par plusieurs études hydrologiques menées dans le nord de l'Algérie, qui recommandent cette distribution comme étant la plus adaptée à la modélisation des précipitations dans cette région.

II.3.4 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Les hauteurs et intensités des pluies de courte durée sont ici déterminées à partir des paramètres statistiques calculés après l'ajustement des données pluviométriques à la loi log-normale, également appelée loi de Galton, qui s'est révélée être la plus appropriée pour modéliser les précipitations dans la région considérée.

❖ **Pluies de courte durée :**

L'analyse des averses repose sur l'exploitation des précipitations maximales journalières, en utilisant une relation mathématique permettant de caractériser les épisodes pluvieux de courte durée.

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots \text{II.13}$$

Avec

- **P_{t,p%}** : precipitation (mm) de court d'eau associée à un taux de dépècement spécifique (p%).

- **P_{max,j}** : valeur maximale quotidien de précipitation (mm) associée à un taux de depacement spécifique (p%).

- **t** : durée de la pluie (h)

- **b** : indice climatique ; d'après l'ANRH Blida, $b = 0.35$ pour la zone doum drou.

❖ **Intensités de courte durée:**

Dans le but d'évaluer la valeur moyenne de l'intensité des précipitations sur une durée donnée. « it,p% » de précipitation « P_{t,p%(mm)} » sur une échelle temporelle restreinte « t (h) » pour un certain seuil de depacement « p% » nous appliquant la formule de montana

$$I_{t,p\%} = \frac{p_{t,p\%}}{t} \quad (\text{mm/h}) \dots \dots \dots \text{II.14}$$

Le tableaux et le graphique suivant présentent un resume effectuée :

Tableau II-10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5ans		10ans		20ans		50ans		100ans	
Xt	48.2		57.6		66.8		78.8		88.1	
	P(mm))	I(mm/h))	P(mm))	I(mm/h))	P(mm))	I(mm/h))	P(mm))	I(mm/h))	P(mm))	I(mm/h))
0.2 5	9.74	38.94	11.66	46.63	13.52	54.08	15.95	63.80	17.83	71.32
0.5	12.41	24.82	14.86	29.72	17.23	34.46	20.33	40.66	22.73	45.45
0.7	13.96	19.94	16.72	23.88	19.39	27.69	22.87	32.67	25.57	36.52
1	15.82	15.82	18.94	18.94	21.96	21.96	25.91	25.91	28.97	28.97
2	20.16	10.08	24.14	12.07	27.99	14.00	33.02	16.51	36.92	18.46
3	23.23	7.74	27.82	9.27	32.26	10.75	38.06	12.69	42.55	14.18
4	25.69	6.42	30.77	7.69	35.68	8.92	42.09	10.52	47.06	11.76
5	27.78	5.56	33.27	6.65	38.58	7.72	45.51	9.10	50.88	10.18
6	29.61	4.93	35.46	5.91	41.12	6.85	48.51	8.08	54.23	9.04
7	31.25	4.46	37.42	5.35	43.40	6.20	51.20	7.31	57.24	8.18
8	32.75	4.09	39.21	4.90	45.48	5.68	53.65	6.71	59.98	7.50
9	34.12	3.79	40.86	4.54	47.39	5.27	55.90	6.21	62.50	6.94
10	35.41	3.54	42.40	4.24	49.17	4.92	58.00	5.80	64.85	6.48
11	36.61	3.33	43.84	3.99	50.84	4.62	59.97	5.45	67.05	6.10
12	37.74	3.14	45.19	3.77	52.41	4.37	61.83	5.15	69.12	5.76

13	38.81	2.99	46.48	3.58	53.90	4.15	63.58	4.89	71.09	5.47
14	39.83	2.85	47.70	3.41	55.32	3.95	65.25	4.66	72.95	5.21
15	40.80	2.72	48.86	3.26	56.67	3.78	66.85	4.46	74.74	4.98
16	41.74	2.61	49.98	3.12	57.96	3.62	68.37	4.27	76.44	4.78
17	42.63	2.51	51.05	3.00	59.21	3.48	69.84	4.11	78.08	4.59
18	43.49	2.42	52.08	2.89	60.40	3.36	71.25	3.96	79.66	4.43
19	44.32	2.33	53.08	2.79	61.56	3.24	72.61	3.82	81.18	4.27
20	45.13	2.26	54.04	2.70	62.67	3.13	73.93	3.70	82.65	4.13
21	45.90	2.19	54.97	2.62	63.75	3.04	75.20	3.58	84.08	4.00
22	46.66	2.12	55.87	2.54	64.80	2.95	76.44	3.47	85.46	3.88
23	47.39	2.06	56.75	2.47	65.81	2.86	77.63	3.38	86.80	3.77
24	48.10	2.00	57.60	2.40	66.80	2.78	78.80	3.28	88.10	3.67

II.4 Intensité moyenne maximale :

Dans les études d'assainissement, l'estimation des débits pluviaux se base généralement sur l'intensité moyenne maximale enregistrée pour une durée courte, typiquement $t=15$ minutes (0,25h), et une période de retour de $T=10$ ans. Ce choix repose sur des considérations d'ordre technique, économique et sécuritaire. Les valeurs retenues sont issues des résultats précédents, présentés dans le tableau II-10., On a: $i_{15min, 10\%} = 46,63$ mm/h

$$i_{15min, 10\%} = \frac{46.63 \times 1000}{3600} = 129.52 \text{ l/s/ha}$$

Conclusion :

L'analyse des hauteurs journalières maximales de précipitation a permis d'estimer l'intensité moyenne maximale, en se basant sur l'ajustement des données à la loi log-normale ainsi que sur les calculs relatifs aux averses de courte durée.. Cette intensité sera donc adoptée comme référence pour le dimensionnement du réseau projeté.

$$i_{15min, 10\%} = 129,52 \text{ l/s/ha.}$$

Chapitre III : ELEMENTS DE BASE

Introduction :

L'implantation d'un réseau d'assainissement, qu'il soit en milieu rural ou urbain, doit répondre à deux objectifs essentiels : d'une part, Assurer une évacuation efficace des eaux pluviales afin de prévenir l'inondation des zones urbanisées et d'éviter leur accumulation dans les points bas.; d'autre part, collecter et transporter rapidement les eaux usées domestiques et industrielles vers les installations de traitement ou leur exutoire final. Pour atteindre ces objectifs, un dimensionnement rigoureux du réseau est nécessaire. Celui-ci repose sur des étapes préliminaires telles que l'estimation de la population à l'horizon de calcul. Le projet comprend le choix du réseau d'assainissement, la conception du schéma de collecte et l'analyse hydrologique des sous-bassins.. Ces éléments sont indispensables pour concevoir un réseau fonctionnel, durable et adapté aux besoins de l'agglomération.

I. Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :

L'expression désigne les équipements et structures interconnectés assurant l'évacuation des eaux., conçus pour assurer l'évacuation des eaux usées et pluviales, que ce soit à l'échelle d'un bâtiment individuel ou d'une structure collective.

Un système d'assainissement vise à gérer efficacement les eaux et à préserver la santé publique ainsi que l'environnement.. L'objectif est de garantir :

- L'acheminement des eaux usées vers les stations d'épuration..
- La gestion des eaux pluviales, visant à contrôler leur écoulement et à prévenir les risques d'inondation.:
 - La prévention des inondations dans les zones urbanisées ;
 - L'élimination des accumulations d'eau non contrôlées dans les zones basses après les précipitations.

I.1 Système séparatif :

Cela nécessite la mise en place d'un réseau spécifique pour l'évacuation des eaux domestiques usées, ainsi que, dans certains cas, pour des effluents industriels. Parallèlement, un second réseau est mis en place pour assurer la collecte et l'évacuation des eaux pluviales.

L'évacuation séparée des eaux usées domestiques nécessite des conduites de faible section, en raison du faible débit à traiter. Ce choix représente une solution économique, dans la mesure où les eaux pluviales ne sont pas intégrées dans un réseau complet distinct, mais sont majoritairement dirigées vers les caniveaux pour un écoulement en surface.

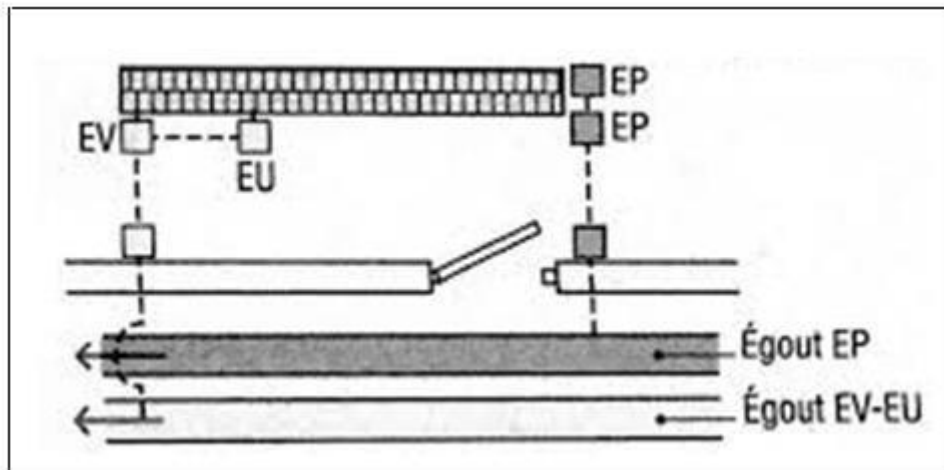


Figure III.1 : Représentation schématique d'un réseau séparatif

I.2 Système unitaire :

Les eaux usées et pluviales peuvent être prises en charge par un réseau unitaire, c'est-à-dire un système unique où une seule conduite assure simultanément leur collecte et leur évacuation.

Ce type de réseau est souvent doté de dispositifs appelés déversoirs d'orage, qui permettent de déverser directement le surplus d'eau dans le milieu naturel lors d'épisodes de fortes précipitations.. Le recours à un réseau unitaire s'impose notamment lorsqu'il n'est pas économiquement viable d'installer un réseau séparatif pour les eaux pluviales, par exemple :

- Lorsque le point de rejet est éloigné des zones de collecte,
- Ou lorsque la faible déclivité du terrain impose l'utilisation de conduites de grand diamètre dans le cas d'un réseau séparatif.

Le système unitaire présente l'avantage de la simplicité : une seule canalisation est posée sous chaque voie publique et un unique branchement est nécessaire pour chaque habitation.

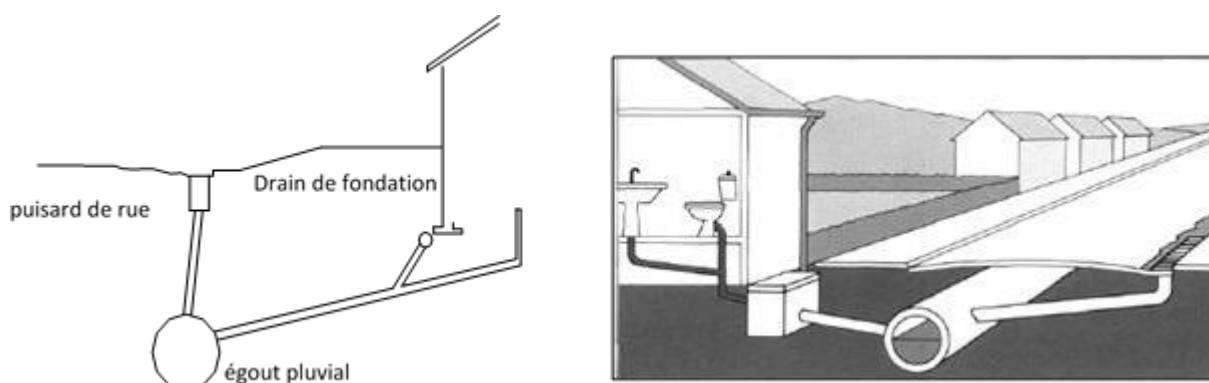


Figure III.2 : Représentation schématique d'un réseau unitaire.

I.3 Système pseudo- séparatif :

Les eaux issues des précipitations atmosphériques se divisent généralement en deux grandes catégories

- D'un côté, on trouve les eaux de ruissellement issues des surfaces publiques imperméables, comme les routes et trottoirs, évacuées par des dispositifs adaptés tels que les caniveaux ou les fossés.
- 'un autre côté, on distingue les eaux issues des toitures, des cours intérieures et des espaces verts privés., qui sont généralement dirigées vers le réseau d'assainissement via les mêmes conduites que celles des eaux domestiques.

Ce système est bien adapté dans les zones où les surfaces imperméables telles que les routes et les parkings sont vastes et en pente. Il offre une solution pratique au réseau séparatif en simplifiant les installations, puisqu'il ne nécessite qu'un seul branchement par habitation.

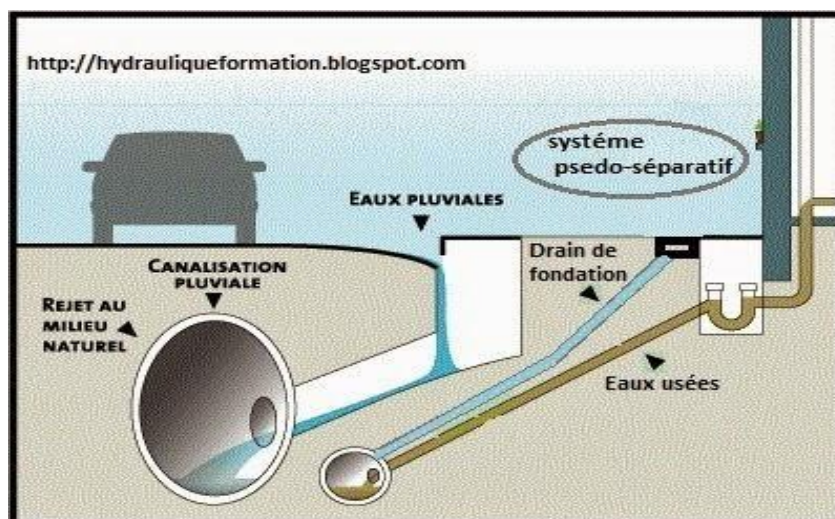


Figure III.3 :Représentation schématique d'un réseau pseudo séparatif.

Tableau III.1: Avantages et inconvénients des différents systèmes

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	- Le point de rejet des eaux est situé à une grande distance des zones de collecte. - Le terrain présente un relief peu accentué. - Le cours d'eau récepteur dispose d'un débit d'étiage élevé.	- Une conception globalement simplifiée. - Moins d'occupation du sous-sol, ce qui permet généralement une solution plus économique. - L'absence de risque de branchements inversés.	□ Le débit entrant à la station d'épuration connaît d'importantes fluctuations. □ Le niveau de dilution des eaux usées varie en fonction des apports. □ La station d'épuration reçoit une quantité significative de sable. □ En cas de pluie, un mélange d'eaux usées et pluviales peut être rejeté directement dans le milieu naturel via les déversoirs d'orage.	La nécessité d'assurer un entretien fréquent des dispositifs comme les déversoirs d'orage et les ouvrages de rétention. Une estimation complexe des volumes d'eaux rejetés directement dans le milieu naturel.
Séparatif	- Agglomérations de taille réduite ou moyenne ; - Croissance urbaine en périphérie ; - Cours d'eau récepteur présentant un débit d'étiage limité.	Réduction des dimensions des conduites principales. Meilleure gestion et efficacité de la station d'épuration. Protection renforcée de l'environnement naturel.	• Forte occupation de l'espace souterrain. • Coûts initiaux de réalisation relativement élevés. • Possibilité accrue de mauvais raccordements au réseau.	□ Nécessité de surveillances fréquentes des raccordements au réseau. Maintenance étendue en raison de la longueur importante des conduites d'eaux usées et pluviales.

Pseudo-Séparatif	• Convient aux agglomérations de taille réduite à moyenne. • Existence d'un exutoire naturel à proximité. • Disponibilité d'un milieu récepteur accessible et proche.	• L'élimination des raccordements incorrects constitue un avantage notable. • La majorité des eaux pluviales étant dérivée hors du périmètre urbain, cela permet d'utiliser des conduites de plus faible section à travers la ville.	• - Le fonctionnement de la station d'épuration peut être affecté par des fluctuations importantes de la charge polluante, tant sur le plan quantitatif que qualitatif.	- ☐ Assurer un suivi fréquent des dispositifs de régulation hydraulique, notamment les déversoirs d'orage et les bassins de rétention. ☐ Renforcer le contrôle et l'inspection des connexions au réseau.
------------------	---	---	---	---

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH, 2014)

Remarque

Certaines agglomérations sont dotées d'un système d'assainissement mixte, combinant à la fois un réseau unitaire pour certaines zones et un réseau séparatif pour d'autres, selon les caractéristiques locales du territoire.

Cette solution est fréquemment adoptée dans les villes équipées d'un réseau unitaire ancien, lorsque celui-ci ne peut absorber les flux supplémentaires liés à l'urbanisation. Dans ce cas, les nouvelles zones sont raccordées à un réseau séparatif, et un dispositif de stockage temporaire des eaux peut être mis en place pour soulager le réseau existant.

II.Choix du système d'évacuation :

La sélection du type de réseau d'assainissement dépend de plusieurs facteurs déterminants.:

- l'aspect économique : une étude comparative des différentes variantes s'impose afin de déterminer la solution la plus rentable ;
- l'impact sur le milieu naturel ;
 - ❖ Lorsqu'on opte pour un système unitaire, le traitement de toutes les eaux collectées nécessite obligatoirement une station d'épuration.
 - ❖ Dans un réseau séparatif, les eaux pluviales sont généralement déversées directement dans le milieu naturel. Toutefois, en milieu urbain, leur ruissellement sur des surfaces imperméables peut entraîner des charges polluantes, représentant ainsi un enjeu environnemental non négligeable.

III. Différent schéma d'évacuation :

Bien que les systèmes d'évacuation puissent présenter des configurations très variées en fonction du dispositif adopté, leur conception correspond généralement à l'un des cinq types suivants :

III.1 Schéma perpendiculaire

Ce type de réseau est une caractéristique fréquente des municipalités et des zones rurales. Ces entités privilégient souvent des solutions d'évacuation qui se caractérisent par leur simplicité, leur rapidité et leur faible coût. Cependant, elles ne consacrent pas suffisamment d'attention à l'efficacité du traitement des eaux rejetées.

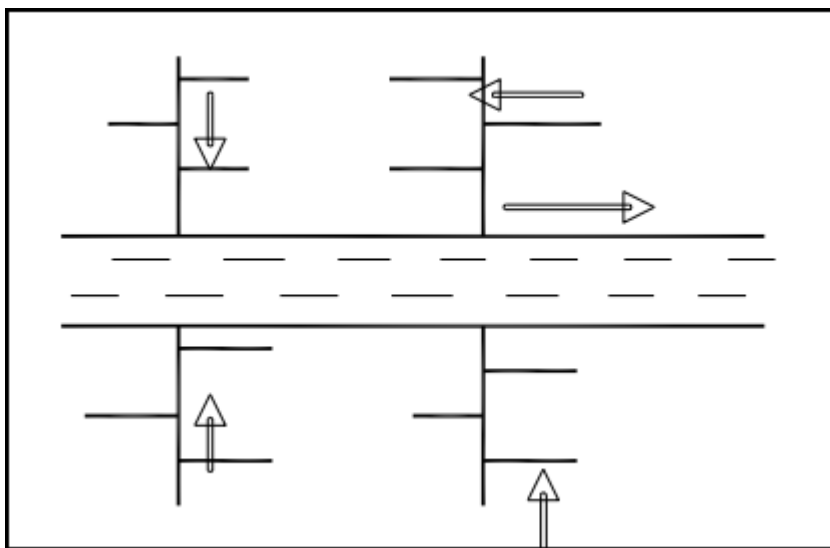


Figure III.4 : schéma perpendiculaire

III.2 Schéma par déplacement latéral

Ce modèle de mise en place est adopté dans le cadre d'une réglementation imposant un traitement des eaux usées. Dans la mesure du possible, l'acheminement de l'ensemble des eaux vers un point unique de traitement est une démarche essentielle.

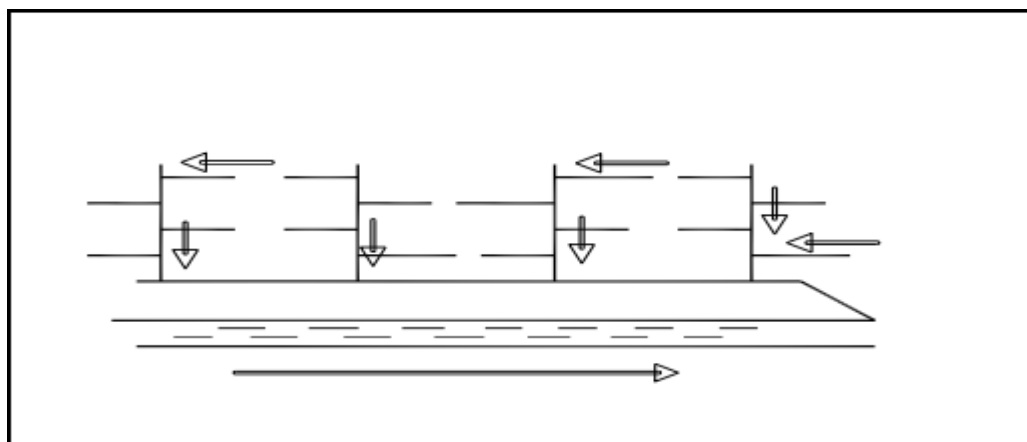


Figure III.5 : Schéma par déplacement latéral.

III.3 Schéma de collecteur par zones étagées

Ce système est souvent privilégié dans les zones à faible pente, où les eaux sont rassemblées en un point bas, puis transférées par pompage vers une destination appropriée.

- Un cours d'eau utilisé comme exutoire naturel,
- Une station d'épuration pour le traitement des eaux usées,
- Ou encore un collecteur gravitaire assurant l'écoulement à surface libre

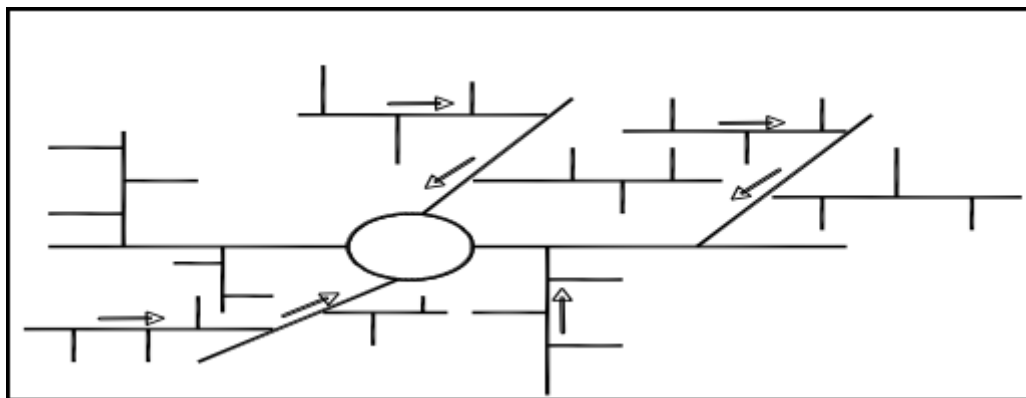


Figure III.6 : Schéma de collecteur par zones étagées

III.4 Schéma radial

Ce dispositif est utilisé principalement dans les zones à topographie plane, où les eaux sont d'abord recueillies en un point bas, puis acheminées, à l'aide de stations de pompage, vers leur point de rejet ou de traitement.:

- Un exutoire naturel tel qu'un cours d'eau.
- Une station de traitement des eaux usées.
- Une conduite gravitaire assurant un écoulement libre.

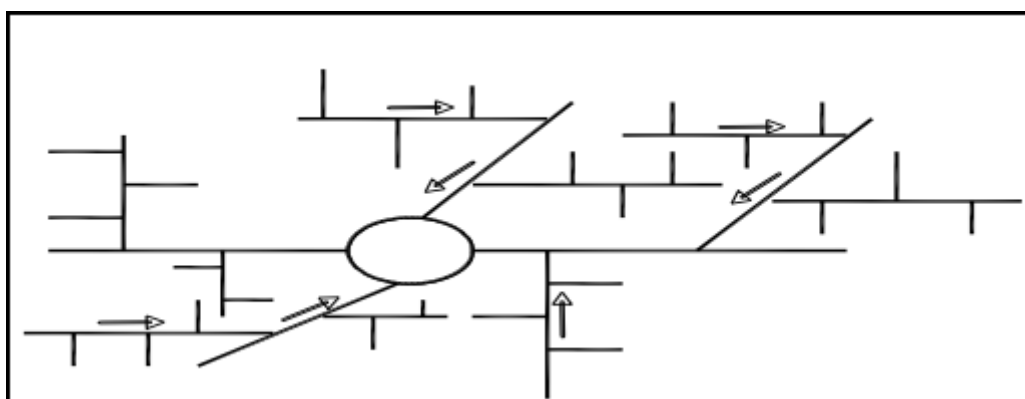


Figure III.7 : Schéma de collecteur par zones étagées

III.5 Schéma à collecte transversale oblique

Ce réseau repose sur un système de collecteurs ramifiés acheminant les eaux usées vers l'aval de la commune. Il est particulièrement adapté aux zones présentant une faible pente naturelle.

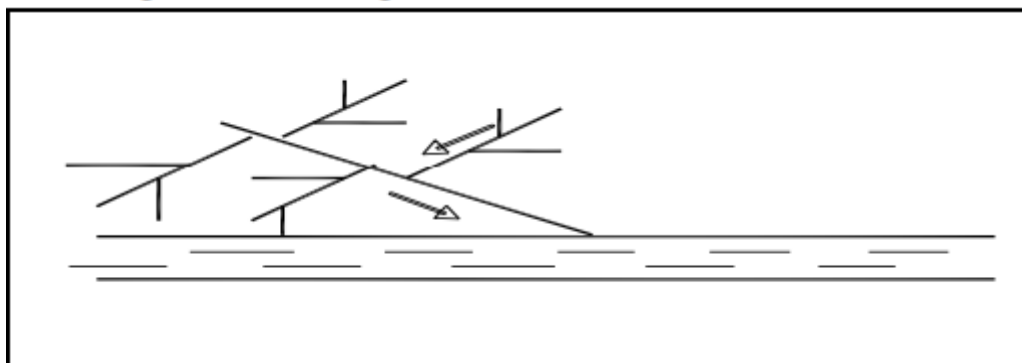


Figure III.8 :Schéma à collecte transversale oblique

IV. Choix du schéma d'évacuation

La configuration du réseau d'assainissement est déterminée par divers facteurs clés, parmi lesquels on peut citer :

- La topographie générale du site,
- L'organisation démographique du territoire urbain selon les zones d'habitat et les densités de population .
- Le site projeté pour l'implantation de la station de traitement des eaux usées,
- La faisabilité de poser les canalisations dans les zones à usage public,
- Les exigences relatives aux conditions de rejet des effluents,
- Et la robustesse des conduites face aux contraintes mécaniques et aux conditions climatiques sévères, notamment le gel.

Remarque

En tenant compte de la configuration du réseau routier ainsi que de la topographie locale, notamment pour éviter les pentes trop accentuées, le schéma d'assainissement par déplacement latéral s'avère le plus adapté à notre zone d'étude.

V. Principe du tracé du réseau

La détermination du tracé des collecteurs s'appuie sur des paramètres liés au site et aux contraintes techniques. la topographie du site,

- l'emprise des conduites dans le domaine public ;
- la nature et la distance du milieu récepteur ;
- la configuration hydrologique du site (talwegs, rivières) ;
- l'emplacement des équipements de traitement.

Le choix de la profondeur des canalisations obéit à des exigences précises liées aux normes de conception et aux contraintes du terrain.

- La profondeur des canalisations doit être définie en tenant compte de plusieurs éléments, notamment la profondeur des caves voisines
- capacité des conduites à résister aux contraintes mécaniques ainsi qu'au gel.

VI. Evaluation du coefficient de ruissellement

Le processus de précipitation débute par l'humidification de la surface, généralement estimée à 0,5 mm de pluie. Une fois ce seuil dépassé, l'écoulement de surface ou ruissellement commence.

Le coefficient de ruissellement correspond au rapport entre l'eau qui s'écoule en surface et celle qui tombe sur un bassin versant. Il influence fortement le débit des eaux pluviales, pouvant le multiplier par deux. Il est donc primordial de découper les sous-bassins de manière homogène pour assurer une estimation fiable du coefficient global.

Le coefficient de ruissellement varie entre 0,05 et 1 et dépend:

- La composition granulométrique du sol et son aptitude à permettre l'infiltration des eaux,
- Le profil topographique naturel du site,
- Le type d'occupation et d'aménagement du territoire,
- La concentration démographique au sein du périmètre concerné,
- Les caractéristiques hydrologiques des pluies, notamment leur intensité maximale et leur durée effective,
- L'humidité initiale présente à la surface du sol,
- Ainsi que le taux d'humidité ambiant dans l'atmosphère.

VI.1 Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation

Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations moyennement denses	0.60 – 0.70
Quartiers résidentiels	0.40 – 0.50
Square – jardin – prairie	0.20 – 0.30
	0.05 – 0.20

VI.2 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Tableau III.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissellement (Cr)
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

VI.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Tableau III.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

VI.4 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
• Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
• Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
	0.15 – 0.20

• Pente abrupte	0.13 – 0.17
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.18 – 0.22
• Plat (pente < à 2 %).	0.25 – 0.35
• Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.15 – 0.30
• Pente abrupte	
Entrée de garage en gravier	

VII. Calcul de la population de chaque sous bassin

VII.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins

De manière générale, un bassin versant se définit comme, une étendue de territoire délimitée par les lignes de partage des eaux. Pour permettre une analyse hydrologique pertinente, Il convient de définir avec précision les limites de cette zone et de la segmenter en entités homogènes pour une meilleure analyse.

VII.2 Choix de la limite des surfaces élémentaires (sous bassins)

Le morcellement du bassin versant en unités élémentaires doit s'appuyer sur plusieurs paramètres essentiels, tels que :

- le relief et la configuration du terrain,
- la concentration des habitations,
- les courbes altimétriques,
- le tracé des voies de communication existantes,
- l'usage du sol, afin d'assurer une homogénéité dans les coefficients de ruissellement,
- les frontières naturelles telles que les oueds, talwegs ou reliefs marqués.

La subdivision de la zone urbaine a permis d'identifier huit sous-bassins distincts, chacun correspondant à une unité homogène en termes de topographie et de drainage.

En cas de méconnaissance du nombre exact d'habitants par sous-bassin, les étapes suivantes permettent d'en estimer le nombre :

1. Déterminer, pour chaque type de couverture du sol, le coefficient de ruissellement correspondant.
2. Déterminer le coefficient de ruissellement pondéré global pour l'ensemble du bassin.
3. Calculer la densité d'occupation spécifique à chaque sous-bassin.
4. Estimer la population correspondant à chaque sous-bassin en fonction de sa densité.

VII.3 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A} \quad \text{III.1}$$

Avec

- C_{rp} : Coeffic de ruissellement pondéré tot
- C_{ri} : Coeffic de ruissellement de chaque Sb.
- A_i : Sb
- A : Stot

Application numérique :

$$C_{rp} = \frac{46.80}{59.54} = 0.78$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des coefficients de ruissellement attribués à chacun des sous-bassins.

Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement des sous-bassins

Sb	Cr	Surface (ha)
1	0,8	2.53
2	0,8	1.53
3	0,8	1.04
4	0,8	0.64
5	0,75	1.32
6	0,8	0.89
7	0,8	1.13
8	0,8	3.63
9	0,8	2
10	0,8	1.69
11	0,8	1.17
12	0,81	1.6
13	0,81	1.9
14	0,81	1.74
15	0,8	2
16	0,8	1.77
17	0,8	1.34
18	0,8	1.54
19	0,8	1.3
20	0,8	1.33
21	0,8	2.32
22	0,75	2.7
23	0,75	8.45
24	0,8	6
25	0,76	5.97
26	0,76	0.5
27	0,8	1.51
TOTAL		59.54

VII.4 Calcul de nombre d'habitants de chaque sous-bassin:

Après avoir déterminé les coefficients de ruissellement propres à chaque sous-bassin, l'étape suivante consiste à estimer la population desservie par chacun d'eux. Cette estimation est essentielle pour dimensionner de manière adéquate les infrastructures d'assainissement, en tenant compte des besoins actuels et futurs.

Calcul de la densité partielle :

$$D_i = \frac{C_{ri}P_t}{C_{rp}A} \quad \text{III.2}$$

Avec :

La surface totale **A = 59.54 ha**

P_t : nombre total d'habitants (hab) est **P_t = 9600 hab**

Ensuite, nous calculons le nombre d'habitants pour chaque sous-bassin en utilisant la formule suivante :

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad \text{III.3}$$

Le tableau ci-dessous présente le calcul du nombre d'habitants pour chaque sous-bassin:

Tableau III.7 : Répartition de la population

Sb	Cr	Surface (ha)	Di (hab/ha)	P(hab)
1	0,8	2,53	165	418
2	0,8	1,53	165	253
3	0,8	1,04	165	172
4	0,8	0,64	165	106
5	0,75	1,32	155	205
6	0,8	0,89	165	147
7	0,8	1,13	165	187
8	0,8	3,63	165	600
9	0,8	2	165	331
10	0,8	1,69	165	279
11	0,8	1,17	165	193
12	0,81	1,6	167	268
13	0,81	1,9	167	318
14	0,81	1,74	167	291
15	0,8	2	165	331
16	0,8	1,77	165	293
17	0,8	1,34	165	222
18	0,8	1,54	165	255
19	0,8	1,3	165	215
20	0,8	1,33	165	220
21	0,8	2,32	165	384
22	0,75	2,7	155	419
23	0,75	8,45	155	1310
24	0,8	6	165	992
25	0,76	5,97	157	938
26	0,76	0,5	157	79
27	0,8	1,51	165	250

Conclusion

Les décisions techniques ci-après ont été adoptées pour le projet d'assainissement de l'agglomération :

- ✓ L'horizon de projection retenu est l'année 2055, avec une population estimée à environ 9600 habitants.
- ✓ Le réseau d'assainissement retenu pour le pôle urbain est un système unitaire, conçu pour collecter simultanément les eaux usées domestiques et les eaux pluviales
- ✓ étude spatiale de l'agglomération a permis de segmenter la zone urbaine en 27 sous-bassins distincts, en vue d'optimiser les calculs hydrologiques et le dimensionnement des ouvrages.

Chapitre IV :
EVALUATION DES
DEBITS A EVACUER

Introduction :

L'assainissement constitue un levier majeur de la gestion durable de l'eau, en assurant l'évacuation des eaux usées et pluviales générées par les usages domestiques et urbains.. Avant d'engager toute démarche de dimensionnement du réseau, il est indispensable de procéder à une analyse rigoureuse des débits générés par ces différentes sources.

Cette phase aide à saisir plus précisément la quantité et le type de rejets liquides, qui diffèrent d'une ville à l'autre selon l'usage du territoire. Il est impératif d'éliminer ces eaux usées rapidement et en toute sécurité pour minimiser le danger de contamination à l'égard de la population et de pollution environnementale. C'est la raison pour laquelle l'évaluation des volumes à gérer est une étape cruciale dans l'élaboration d'un système d'assainissement performant.

I. Origine et nature des eaux à évacuer :

I.1. Les eaux usées :

Selon les caractéristiques des polluants qu'elles véhiculent, les eaux usées se déclinent en quatre grandes familles.:

- **Les eaux usées domestiques**, générées par les ménages, regroupent les rejets issus des activités quotidiennes telles que la cuisine, l'hygiène corporelle, la lessive ou la vaisselle.
- Les eaux usées issues des structures collectives proviennent d'institutions publiques telles que les écoles, les hôpitaux, les administrations ou encore les casernes. Leur composition est proche de celle des eaux domestiques, bien que leurs volumes et rythmes d'émission puissent différer..
- **Les eaux usées industrielles** sont produites par les processus de fabrication dans les unités de production. Leur composition est très variable et peut inclure des substances spécifiques, parfois à fortes concentrations, en fonction du type d'industrie.
- On qualifie d'eaux parasites les volumes d'eau non prévus qui pénètrent le réseau d'assainissement, tels que les infiltrations depuis le sol, les nappes phréatiques ou les eaux pluviales détournées vers les canalisations d'eaux usées..

Les eaux usées domestiques :

Issues des foyers urbains, les eaux domestiques se composent de deux grandes catégories d'effluents, liées aux usages quotidiens des ménages:

- **Les eaux ménagères** : elles proviennent des usages quotidiens tels que la préparation des repas, la vaisselle, la lessive, le bain et la douche. Leur évacuation s'effectue généralement par les éviers, les lavabos ou les baignoires.
- **Les eaux vannes** : Il s'agit des effluents générés par les installations sanitaires, notamment les WC

Le volume d'eaux domestiques à traiter est étroitement lié à la consommation d'eau potable. Celle-ci dépend de plusieurs facteurs, tels que :

- Le type d'habitation et le niveau de confort : la présence d'équipements sanitaires, de salles de bain, de machines à laver ou autres appareils électroménagers influence fortement la consommation d'eau.
- Les conditions climatiques : les besoins en eau varient selon les saisons ; par exemple, la consommation augmente généralement en été, notamment en raison de l'arrosage, du nettoyage et des besoins accrus en rafraîchissement.

I.1.2 Les eaux usées des services publics :

Le calcul du réseau d'assainissement intègre également les effluents issus des services collectifs, notamment ceux générés par les structures administratives, scolaires, médicales ou touristiques.

L'estimation de ces volumes d'eaux usées repose sur la consommation en eau potable spécifique à chaque type d'activité. Pour harmoniser les calculs, on utilise la notion d'équivalent-habitant, qui permet de convertir les différents usages en une unité de référence commune, facilitant ainsi l'évaluation globale des besoins en assainissement.

I.1.3. Les eaux usées industrielles :

Générées par les opérations effectuées dans les établissements industriels, ces eaux usées affichent des volumes qui fluctuent en fonction de plusieurs éléments, notamment :

Le type d'industrie ;

- Le **procédé de production** utilisé ;
- Le **taux de recyclage** mis en place dans l'usine.

L'estimation de cette quantité peut se faire selon deux approches :

- Pour une **industrie de production**, on se base sur la nature et le volume des produits fabriqués, en évaluant la quantité d'eau nécessaire à chaque étape jusqu'au produit fini.
- Pour une **industrie de transformation**, on prend généralement en compte le nombre de travailleurs, en estimant la consommation d'eau par personne.

Outre le volume d'eau à évacuer, certaines caractéristiques de ces effluents doivent être attentivement surveillées :

- **La température** de l'eau, qui ne doit pas dépasser 35 °C afin de ne pas altérer les propriétés mécaniques des canalisations.
- **L'agressivité des effluents**, liée à la présence de substances chimiques (acides, bases), de produits toxiques ou encore de métaux lourds. Ces éléments peuvent endommager le réseau d'assainissement ou rendre le traitement en station plus complexe. C'est pourquoi un **prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle** est souvent indispensable.

I.1.4. Les eaux parasites :

On appelle eaux claires parasites les volumes d'eau qui, bien qu'ils ne soient pas censés emprunter le réseau d'assainissement, y pénètrent de manière non souhaitée, y pénètrent de manière involontaire. Ces apports indésirables proviennent principalement du drainage, des infiltrations consécutives aux précipitations, ainsi que des remontées de la nappe phréatique.

Elles s'introduisent dans les réseaux par divers points de vulnérabilité, tels que :

- des joints défectueux, souvent dus à une pose inadéquate des canalisations,
- la formation de fissures dans les collecteurs, causées par des tassements différenciés du sol ou par l'intrusion de racines en quête d'humidité, un processus appelé hydrotropisme..

La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement des stations d'épuration, notamment en diluant les effluents domestiques et en augmentant le volume total à traiter, sans réelle charge polluante.

L'estimation de ces apports reste délicate et nécessite généralement des campagnes de mesure sur le terrain. À défaut de données précises, il est courant d'adopter une valeur indicative comprise entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

I.2. Les eaux pluviales :

On entend par eaux pluviales les eaux générées par les pluies, principalement sous forme de ruissellement en surface. Leur évacuation constitue un enjeu majeur, en particulier en milieu urbain, où l'imperméabilisation des surfaces empêche leur infiltration naturelle dans le sol, augmentant ainsi les risques d'inondation.

Cette catégorie englobe également les eaux provenant de l'arrosage des espaces verts, du lavage des voiries, des marchés ainsi que d'autres lieux publics.. Dans les systèmes séparatifs, ces eaux sont généralement prises en charge par un réseau spécifique dédié aux eaux pluviales. En revanche, dans le cas des réseaux unitaires, elles se mélangent aux eaux usées domestiques et suivent le même parcours de traitement.

Les premières pluies sont souvent les plus chargées en polluants : elles nettoient les surfaces et emportent divers résidus (poussières, hydrocarbures, matières organiques...). Ce phénomène, accentué dans les zones industrielles, est connu sous le nom d'**effet de premier rinçage**. De plus, ces eaux peuvent transporter du sable, qui risque de se déposer dans les conduites dès que la vitesse d'écoulement ralentit.

II. Estimation des débits des eaux usées :

La production quotidienne d'eaux usées est proportionnelle à la quantité d'eau potable consommée. Son estimation prend en compte plusieurs paramètres, parmi lesquels la typologie de l'agglomération, son niveau d'urbanisation, ainsi que la nature des activités exercées : qu'il s'agisse de zones résidentielles, d'établissements publics ou privés, ou encore de complexes industriels tels que des usines. De manière générale, plus une ville est développée et densément peuplée, plus la consommation d'eau est élevée — et par conséquent, plus les volumes d'eaux usées à évacuer seront importants.

II.1. Débits des eaux usées domestiques :

Toute l'eau utilisée par les usagers ne se retrouve pas nécessairement dans les canalisations d'eaux usées, seulement 70% à 80% de l'eau consommée est évacuée.

II.1.1. Débit moyen journalier :

On se réfère à la consommation d'eau potable pour déterminer le débit des eaux usées à éliminer.

La formule suivante donne le débit moyen moyen journalier :

$$Q_{\text{éq}}^{\text{moy ,j}} = \frac{K_r \times D_{\text{éq}} \times N_u}{86400} \quad \text{IV.1}$$

Avec:

Q moy j : Débit quotidien moyen des rejets (l / s) ;

Kr : Le coefficient de rejet a été fixé à 80 % du volume d'eau potable consommé:

D : our l'estimation des débits, une consommation moyenne de 200 litres par habitant et par jour a été considérée..

N : Population totale

II.1.2. Débit de pointe :

Le rejet des eaux usées, à l'image de la consommation, n'est pas constant et fluctue au fil de la journée., ce qui nécessite d'établir le débit maximal. On obtient ce dernier grâce à la formule qui suit :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moyj}} \quad \text{IV.2}$$

avec :

Q pte : Débit instantané de pointe (m3/s)

Qmoy.j : Débit moyen sur une base journalière (m3/s)

Kp : coeffic de pointe

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si } Q_{moy,j} \geq 2.81 \text{ l/s} \quad \text{IV.3}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moy,j} < 2.81 \text{ l/s} \quad \text{IV.4}$$

Le tableau ci-dessous présente les débits des eaux usées domestiques à évacuer :

Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° SB	N _{hab}	K _r	D (L/j/hab)	Q ^{dom} _{moy,j} (L/s)	K _p	Q ^{dom} _p (L/s)	Q ^{dom} _p (m ³ /s)
1	418	0.8	200	0.76	3	2.27	0.002
2	253	0.8	200	0.46	3	1.37	0.001
3	172	0.8	200	0.31	3	0.93	0.001
4	106	0.8	200	0.19	3	0.57	0.001
5	205	0.8	200	0.39	3	1.18	0.001
6	147	0.8	200	0.26	3	0.79	0.001
7	187	0.8	200	0.34	3	1.01	0.001
8	600	0.8	200	1.08	3	3.25	0.003
9	331	0.8	200	0.60	3	1.79	0.002
10	279	0.8	200	0.50	3	1.51	0.002
11	193	0.8	200	0.35	3	1.05	0.001
12	268	0.8	200	0.48	3	1.43	0.001
13	318	0.8	200	0.57	3	1.70	0.002
14	291	0.8	200	0.52	3	1.56	0.002
15	331	0.8	200	0.60	3	1.79	0.002
16	293	0.8	200	0.53	3	1.58	0.002
17	222	0.8	200	0.40	3	1.20	0.001
18	255	0.8	200	0.46	3	1.38	0.001
19	215	0.8	200	0.39	3	1.17	0.001
20	220	0.8	200	0.40	3	1.19	0.001
21	384	0.8	200	0.69	3	2.08	0.002
22	419	0.8	200	0.81	3	2.42	0.002
23	1310	0.8	200	2.52	3	7.57	0.008
24	992	0.8	200	1.79	3	5.37	0.005
25	938	0.8	200	1.78	3	5.35	0.005
26	79	0.8	200	0.15	3	0.45	0.001
27	250	0.8	200	0.45	3	1.35	0.001

II.2 Débits des eaux usées des établissements publics:

L'estimation de ces débits suit une démarche similaire à celle appliquée aux eaux domestiques, en s'appuyant sur la consommation d'eau potable spécifique à chaque catégorie d'usagers.

II.2.1 Débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante

:

$$Q_{moy,j}^{eq} = \frac{K_r \times D_{eq} \times N_u}{86400} \quad \text{IV.5}$$

Avec

- $Q_{moy.j}^{eq}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques en (L/s)
- **Nu** : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.
- **Kr** : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- **Déq** : dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'utilisateur à un autre.
- Le terme **1 / 86400** est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.2.2.Débit de pointe :

Il est nécessaire de définir le débit maximal des eaux usées provenant des installations publiques. La formule suivante fournit la réponse :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \quad \text{IV.6}$$

avec :

Q_{pte} : débit de pointe (m³/s)

Q_{moy.j} : débit moyen journalier (m³/s)

K_p : coefficient de pointe

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{si } Q_{moyj} \geq 2.81 \text{ l/s} \quad \text{IV.7}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moyj} < 2.81 \text{ l/s} \quad \text{IV.8}$$

Le tableau ci-dessous présente les débits des eaux usées provenant des équipements publics à évacuer :

Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	Unité de mesure	N _u	Déq (L/j/unité)	Q ^{éq} _{moy,} (L/s)	K _p	Q ^{éq} _p (L/s)	Q ^{éq} _p (m ³ /s)	Q ^{éq} _{ptot} (m ³ /s)
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	ECOLE PRIMAIRE	Élève	500	30	0.139	3	0.416	0.000416	0.000471

	JARDIN PUBLIC	Visiteur	100	20	0.019	3	0.055	0.000055	
9	PROTECTION CIVIL	personne	20	20	0.004	3	0.011	0.000011	0.000011
10	COMPLEX SPORTIF	sportif	100	150	0.139	3	0.416	0.000416	0.000416
11	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	CEM	Élève	500	30	0.139	3	0.416	0.000416	0.000416
13	-	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	AQUAPARC	Visiteur	175	200	0.306	3	0.920	0.000920	0.00092
16	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	CENTRE COMMERCIAL	surface	4347	5	0.201	3	0.603	0.000603	0.000603
21	STATION URBAIN	Personne	20	20	0.004	3	0.011	0.000011	0.000022
	STE URBAIN	Personne	20	20	0.004	3	0.011	0.000011	
22	ECOLE PRIMAIRE	Élève	500	30	0.139	3	0.416	0.000416	0.000416
23	Espace de loisirs	Visiteur	1000	1	0.009	3	0.027	0.000027	0.000027
24	LYCEE	Élève	500	35	0.162	3	0.486	0.000487	0.000903
	ECOLE PRIMAIRE	Élève	500	30	0.139	3	0.416	0.000416	
25	MARCHE COUVERT	surface	1000	15	0.139	3	0.416	0.000416	0.000416
26	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27	MOSQUE	Fidèle	800	15	0.111	3	0.333	0.000027	0.000081
	BIB ET MAISON DE JEUNE	Personne	70	25	0.016	3	0.048	0.000027	
	SALLE DE SOIN	Patient	20	20	0.004	3	0.011	0.000027	

II.3.Débits totaux des eaux usées à évacuer :

En l'absence de données précises sur la répartition des débits dans le temps, on considère que les pics de rejet de toutes les sources d'eaux usées ont lieu en même temps, afin d'estimer le débit total à évacuer.

- ☐ Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

N° SB	A(ha)	$Q_p^{dom} (m^3/s)$	$Q_p^{eq} (m^3/s)$	$Q_t^{EU} (m^3/s)$
1	2.53	0.002	0	0.002
2	1.53	0.001	0	0.001
3	1.04	0.001	0	0.001
4	0.64	0.001	0	0.001
5	1.32	0.001	0	0.00100
6	0.89	0.001	0	0.00100
7	1.13	0.001	0	0.00100
8	3.63	0.003	0.00047	0.00347
9	2	0.002	0.00001	0.00201
10	1.69	0.002	0.00042	0.00242
11	1.17	0.001	0	0.00100
12	1.6	0.001	0.00042	0.00142
13	1.9	0.002	0	0.00200
14	1.74	0.002	0	0.00200
15	2	0.002	0.00092	0.00292
16	1.77	0.002	0	0.00200
17	1.34	0.001	0	0.00100
18	1.54	0.001	0	0.00100
19	1.3	0.001	0	0.00100
20	1.33	0.001	0.00060	0.00160
21	2.32	0.002	0.00002	0.00202
22	2.7	0.002	0.00042	0.00242
23	8.45	0.008	0.000903	0.00893
24	6	0.005	0.00005	0.00505
25	5.97	0.005	0.00041	0.00541
26	0.5	0.001	0	0.00100
27	1.51	0.001	0.00008	0.00108

III .Estimation des débits des eaux pluviales :

Pour le dimensionnement d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales, on se base généralement sur le débit décennal, correspondant à l'intensité maximale d'une pluie associée à une période de retour de 10 ans.

Lors d'un événement pluvieux, seule la fraction des précipitations qui ruisselle à la surface est prise en compte dans les calculs. C'est cette quantité que le réseau doit être en mesure d'évacuer de manière efficace, en tenant compte des caractéristiques spécifiques du bassin versant.

Selon la superficie du bassin et son degré d'urbanisation, plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour estimer le débit des eaux pluviales. Parmi les plus couramment employées, on retrouve :

- La Methode rationnelle
- La Methode superficille

III.1. La méthode rationnelle :

La méthode s'applique de manière efficace aux zones urbaines comportant des bassins versants de superficie limitée.. Lorsque le bassin présente une superficie importante, son application nécessite une subdivision en sous-secteurs homogènes. Cette répartition s'effectue à l'aide de lignes isochrones, qui relient les points atteints simultanément par l'écoulement de l'eau, permettant ainsi une meilleure représentation du temps de concentration au sein du bassin..

Le principe consiste à estimer le débit des eaux pluviales provoqué par une averse d'intensité moyenne (**i**), supposée constante pendant toute la durée de la pluie. Cette intensité s'applique à une surface **A**, associée à un coefficient de ruissellement (**Cr**), qui reflète la capacité du sol à laisser ruisseler l'eau.

Cependant, en réalité, l'intensité de la pluie n'est pas parfaitement homogène sur toute la zone ; elle est généralement plus forte à un point central, puis diminue en s'éloignant (comme une goutte qui éclabousse). Pour corriger cette variation, on introduit un coefficient de répartition noté (**α**), qui permet d'ajuster le calcul.

La formule de la méthode rationnelle est alors exprimée comme suit :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad \text{IV.9}$$

Avec:

- **Q** : débit de ruissellement (exprimé en litres par seconde, L/s).
- **A** : superficie du bassin versant ou de la zone d'apport (en hectares, ha).
- **Cr** : coefficient de ruissellement, qui représente la part des précipitations transformée en écoulement de surface.
- **i** : intensité moyenne de la précipitation (en L/s/ha), déterminée pour une durée et une période de retour données.
- **α** : coefficient réducteur (ou correcteur), introduit pour tenir compte de la répartition spatiale des précipitations sur la surface du bassin.

III.1.1.Coefficient réducteur de l'intensité :

En réalité, la pluie ne tombe pas de manière uniforme sur tout le bassin, surtout lorsqu'il s'agit d'averses courtes mais intenses. Chaque zone du bassin est associée à un coefficient de correction permettant d'intégrer les effets de cette variation.. Ce paramètre, appelé coefficient réducteur d'intensité (**α**), **est toujours inférieur ou égal à 1**.

❖ Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{\frac{d}{2}} \quad \text{IV.10}$$

- Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{\frac{d}{2}} \quad \text{IV.11}$$

Avec :

- d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

III.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Elle présente un haut niveau de précision lorsqu'elle est appliquée à de petits périmètres., généralement inférieures à 10 hectares. Plus la zone étudiée est réduite, plus l'estimation du coefficient de ruissellement gagne en précision, ce qui améliore la justesse des résultats obtenus..

Elle convient donc surtout aux bassins où le temps de concentration reste inférieur à 30 minutes.

En revanche, pour les grandes zones, son utilisation devient peu pratique, car les calculs deviennent rapidement complexes et lourds.

III.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle repose sur trois hypothèses fondamentales :

- le débit de pointe Q_p ne se manifeste à l'exutoire que si la durée de l'averse excède le temps de concentration t_c du bassin versant..
- Le débit de pointe Q_p est proportionnel à l'intensité pluviométrique maximale calculée sur une durée correspondant au temps de concentration t_c .
- Le débit de pointe Q_p et l'intensité i qui en est à l'origine partagent la même période de retour. Cette hypothèse implique que le coefficient de ruissellement C_r reste constant sur l'ensemble du bassin versant.

III.1.4. Temps de concentration :

Le temps de concentration est propre à chaque bassin versant. Il représente la durée nécessaire pour que l'eau issue de la zone la plus éloignée atteigne le collecteur principal. Ce paramètre exprime donc le délai maximal requis pour que la totalité du ruissellement de surface parvienne jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration « t_c » se compose de :

t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times V} \quad \text{IV.12}$$

Avec :

- L Longueur du conduit (m).

- v : Vitesse de l'eau dans la conduite (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).
- ❖ t_2 : Il s'agit du temps nécessaire à l'eau de ruissellement pour parvenir au premier dispositif de collecte. Cette durée est généralement comprise entre 2 et 20 minutes.
- ❖ t_3 (min) ; Temps de parcours des eaux de surface dans un bassin dépourvu d'infrastructure de drainage..

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}}$$

IV.13

Avec :

- L_s : Écoulement en surface des eaux à travers le bassin versant (km).
 - I : Pente moyenne du cheminement de l'écoulement (%).
- ❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :
- Le bassin ne dispose d'aucun réseau de collecte enterré ou apparent.: $t_c = t_3$.
 - Le bassin présente d'abord un écoulement en surface, suivi d'un écoulement en conduite.

$$t_c = t_1 + t_3.$$

- Le bassin versant est situé en zone urbaine et dispose d'un réseau de canalisation.: $t_c = t_1 + t_2$.
- ❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77}$$

IV.14

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

III.1.5.Critique de la méthode rationnelle :

- Le découpage du bassin versant en zones élémentaires demeure relativement sommaire, ce qui peut affecter la précision des résultats obtenus.
- On adopte une valeur constante du coefficient de ruissellement C_r pour l'ensemble du sous-bassin, valable pendant toute la durée de la pluie.. Cette hypothèse simplificatrice néglige les phénomènes de stockage temporaire de l'eau à la surface du sol, notamment dans les creux topographiques, les discontinuités du sol ou les secteurs à faible imperméabilisation.

III.2.La méthode superficielle :

La méthode de Caquot, ou méthode dite superficielle, représente une forme modifiée de la méthode rationnelle, mieux adaptée aux bassins urbains de faible superficie.. Elle permet de modéliser le comportement hydraulique d'un bassin versant en évaluant la quantité d'eau précipitée jusqu'au moment où le débit de pointe **Q_p** est atteint à l'exutoire, généralement autour du temps de

concentration $_{tc}$. La formule générale de cette méthode repose sur ce principe d'équilibre entre précipitations et écoulements.

$$Q_p = K_u \times C_r^u \times I^v \times A^w \quad \text{IV.15}$$

Avec:

- $Q_p(f)$: Le débit de pointe des précipitations associé à une période de retour spécifique. « F » ; en (m^3/s).
- C_r : représente le coefficient de ruissellement attribué au sous-bassin étudié..
- I : la pente moyenne mesurée le long du chemin d'écoulement le plus long emprunté par les eaux de ruissellement. (m/m).
- A : la surface contributive du sous-bassin. (ha).
- K, u, v, w : Ces coefficients s'expriment en fonction des paramètres définis par Caquot, à l'aide des relations suivantes.:

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad \text{IV.16}$$

$$u = 1 - b \times f \quad \text{IV.17}$$

$$v = c \times b \quad \text{IV.18}$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad \text{IV.19}$$

III.2.1.Evaluation des paramètres de Caquot :

• Paramètres liés à la pluviométrie :

- a, b : Ces coefficients appartiennent à la formule de Montana appliquée aux courbes IDF. Ils sont obtenus par traitement hydrologique spécifique en fonction de la zone géographique, de la fréquence d'occurrence et de la période de retour.
- ε : abattement spatial de la pluie ;

$$\varepsilon = 0.5 \quad \text{pour } S < 100 \text{ ha.}$$

$$\varepsilon = 0.03 \quad \text{la valeur la plus adoptée.}$$

- **Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit:**

- $\beta + \delta = 1.1$: Ce paramètre reflète la capacité de stockage et de réduction des débits de pointe, généralement plus marquée dans les bassins de grande taille.

-

- **Paramètres concernant le bassin versant :**

- $c = -0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$
- μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad \text{IV.20}$$

Où :

$$M = \frac{L}{S_c} \quad \text{IV.21}$$

Avec :

- M : Le coefficient d'allongement permet de décrire la morphologie du bassin versant en termes de forme et d'étirement..
- L : le parcours suivi par l'eau depuis le point le plus éloigné jusqu'à l'exutoire. (m).
- S_c : représentant la surface d'un carré équivalent dont l'aire est identique à celle du bassin considéré (m²).

Remarque :

Le coefficient de forme M doit présenter une valeur supérieure à 0,8, ce qui est généralement caractéristique d'un bassin versant à morphologie semi-circulaire.. La formule de Caquot est initialement établie pour $M = 2$. Lorsque M prend une autre valeur, le débit de pointe Q_p obtenu à partir de la formule doit être ajusté à l'aide d'un coefficient d'influence, afin de tenir compte de la géométrie réelle du bassin.

$$m = \frac{M^{0.7 \times b}}{2} \quad \text{IV.22}$$

- **Temps de concentration :**

Selon **Desbordes**, le **temps de concentration** — applicable aux deux méthodes — est exprimé par la formule suivante :

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29}$$

Avec :

- t_c (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Q_p (m³/s)

III.2.2. Validité de la méthode superficielle :

L'utilisation de la formule de Caquot nécessite au préalable la vérification du respect de ses conditions d'application., conformément aux recommandations de l'Instruction Technique de 1977. Les limites d'utilisation sont les suivantes :

- Aire totale drainée par le bassin versant: $A < 200$ ha
- Coeffic de ruissellement : $0,2 < Cr < 1$
- I moyenne du bassin : $0,2 \% < I < 5 \%$
- Coeffic d'allongement : $M > 0,8$

III.3.Choix de la méthode:

En raison des limites et critiques associées aux différentes méthodes disponibles, la méthode rationnelle a été retenue pour l'estimation des débits pluviaux. Ce choix se justifie par le fait que ses conditions d'application sont pleinement respectées dans les sous-bassins étudiés, dont les superficies n'excèdent pas 10 hectares.

III.4.Calcul des débits pluviaux :

Étant donné la faible superficie des sous-bassins, le coefficient α est très proche de l'unité. Il sera donc pris égal à 1 dans les calculs. Les débits pluviaux obtenus pour chaque surface élémentaire sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV-5 Évaluation des débits pluviaux pour chaque sous-bassin

Sous bassin	S (ha)	Cri	α	I (l/s/ha)	Q _{pl} (l/s)	Q _{pl} (m ³ /s)
1	2.53	0,8	1	130	263.12	0.263
2	1.53	0,8	1	130	159.12	0.159
3	1.04	0,8	1	130	108.16	0.108
4	0.64	0,8	1	130	66.56	0.067
5	1.32	0,75	1	130	137.28	0.137
6	0.89	0,8	1	130	92.56	0.093
7	1.13	0,8	1	130	117.52	0.118
8	3.63	0,8	1	130	377.52	0.378
9	2	0,8	1	130	208	0.208
10	1.69	0,8	1	130	175.76	0.176
11	1.17	0,8	1	130	121.68	0.122
12	1.6	0,81	1	130	166.4	0.166
13	1.9	0,81	1	130	197.6	0.198
14	1.74	0,81	1	130	180.96	0.181
15	2	0,8	1	130	208	0.208
16	1.77	0,8	1	130	184.08	0.184
17	1.34	0,8	1	130	139.36	0.139
18	1.54	0,8	1	130	160.16	0.160
19	1.3	0,8	1	130	135.2	0.135

20	1.33	0,8	1	130	138.32	0.138
21	2.32	0,8	1	130	241.28	0.241
22	2.7	0,75	1	130	280.8	0.281
23	8.45	0,75	1	130	878.8	0.879
24	6	0,8	1	130	624	0.624
25	5.97	0,76	1	130	620.88	0.621
26	0.5	0,76	1	130	52	0.052
27	1.51	0,8	1	130	157.04	0.157

III.5.Estimation des débits des eaux parasites:

En l'absence de données de terrain précises, le débit des eaux parasites d'infiltration est évalué à 0,15 L/s/ha, selon la relation suivante :

$$Q_{ep} = K \times A_i$$

IV.24

Tel que :

- K= 0,15 l/s/ha.
- A_i : l'air de chaque surface élémentaire.
- Q_{ep} : débit des eaux parasites (l/s).

Tableau IV-6: Débits des eaux parasites pour chaque surface élémentaire

N°SB	Surface (ha)	K	Q _{ep} (l/s)
1	2.53	0.15	0.380
2	1.53	0.15	0.230
3	1.04	0.15	0.156
4	0.64	0.15	0.096
5	1.32	0.15	0.198
6	0.89	0.15	0.134
7	1.13	0.15	0.170
8	3.63	0.15	0.545
9	2	0.15	0.300
10	1.69	0.15	0.254
11	1.17	0.15	0.176
12	1.6	0.15	0.240
13	1.9	0.15	0.285
14	1.74	0.15	0.261
15	2	0.15	0.300
16	1.77	0.15	0.266
17	1.34	0.15	0.201
18	1.54	0.15	0.231
19	1.3	0.15	0.195
20	1.33	0.15	0.200
21	2.32	0.15	0.348
22	2.7	0.15	0.405
23	8.45	0.15	1.268
24	6	0.15	0.900
25	5.97	0.15	0.896
26	0.5	0.15	0.075
27	1.51	0.15	0.227

III.6.Calcul des débits d'eaux totales de notre agglomération

Nous procédons à présent au calcul final des débits pour chaque sous-bassin de l'agglomération. Cela inclut les débits d'eaux usées, pluviales, parasites ainsi que ceux liés aux équipements.

Tableau IV-7 Évaluation des débits totaux de notre agglomération bassin

N° sous bassin	Débit usé m ³ /s	Débit pluvial (m ³ /s)	Qep(m ³ /s)	Débit total (m ³ /s)
1	0.002	0.263	0.0004	0.265
2	0.001	0.159	0.0002	0.160
3	0.001	0.108	0.0002	0.109
4	0.001	0.067	0.0001	0.068
5	0.00100	0.137	0.0002	0.138
6	0.00100	0.093	0.0001	0.094
7	0.00100	0.118	0.0002	0.119
8	0.00347	0.378	0.0005	0.381
9	0.00201	0.208	0.0003	0.210
10	0.00242	0.176	0.0003	0.178
11	0.00100	0.122	0.0002	0.123
12	0.00142	0.166	0.0002	0.167
13	0.00200	0.198	0.0003	0.200
14	0.00200	0.181	0.0003	0.183
15	0.00292	0.208	0.0003	0.211
16	0.00200	0.184	0.0003	0.186
17	0.00100	0.139	0.0002	0.140
18	0.00100	0.160	0.0002	0.161
19	0.00100	0.135	0.0002	0.136
20	0.00160	0.138	0.0002	0.140
21	0.00202	0.241	0.0003	0.243
22	0.00242	0.281	0.0004	0.283
23	0.00893	0.879	0.0013	0.900
24	0.00505	0.624	0.0009	0.630
25	0.00541	0.621	0.0009	0.627
26	0.00100	0.052	0.0001	0.053
27	0.00108	0.157	0.0002	0.158

Conclusion :

Ce chapitre a permis d'estimer et de quantifier les volumes d'eaux à évacuer, englobant à la fois les eaux usées domestiques et les eaux pluviales. Il est important de noter que la zone d'étude ne présente aucune activité industrielle.

Les résultats obtenus montrent que les eaux usées domestiques et publiques représentent une part relativement faible comparée aux débits pluviaux.

Les résultats de cette étape servent de référence pour aborder, dans le chapitre suivant, les aspects liés au calcul hydraulique du réseau d'assainissement.

Chapitre V :
CALCUL
HYDRAULIQUE DU
RESEAU
D'ASSAINISSEMENT

Introduction :

Après avoir établi les différents débits correspondant aux eaux usées et pluviales, le dimensionnement des ouvrages est réalisé en conformité avec les normes d'écoulement en vigueur, tout en veillant à garantir les conditions hydrauliques nécessaires à l'auto-curage des canalisations.

L'installation en profondeur est conçue de manière à garantir une bonne résistance aux charges extérieures, tout en cherchant à optimiser le tracé des collecteurs pour assurer à la fois efficacité et durabilité du réseau.

I. Conception d'un système d'assainissement :

La mise en œuvre d'un réseau d'assainissement exige une représentation précise et exhaustive de l'ensemble de ses éléments constitutifs., afin d'assurer une compréhension optimale et une mise en œuvre efficace.

➤ **Les regards** sont caractérisés par :

- Leur position géographique ;
- Leur profondeur ;
- Leurs altitudes (côtes) aux points d'entrée et de sortie.

➤ **Les collecteurs** sont définis selon :

- Leur diamètre ;
- Leur implantation en plan ;
- Leur profondeur d'enfouissement ;
- Leur pente longitudinale.

En règle générale, le fonctionnement du réseau d'assainissement repose sur un écoulement gravitaire. Toutefois, dans certaines situations particulières (contre-pentes, topographie défavorable), le recours à un système de relevage devient indispensable. [7]

Pour effectuer le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, les hypothèses suivantes sont généralement retenues :

- Les pertes de charge sont considérées comme équivalentes à une perte d'énergie potentielle, correspondant à la différence de niveau entre les lignes d'eau amont et aval ;
- L'écoulement est supposé uniforme et se fait à surface libre ;
- Les conduites sont dimensionnées pour permettre un débit maximal en pleine section (noté **Qps**), bien que ce débit ne soit en réalité que rarement atteint en fonctionnement normal.

II. Mode de dimensionnement des canalisations :

II.1. Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs d'assainissement est un écoulement à surface libre.
Le débit de cet écoulement est donné par la formule de la continuité :

$$Q = V_{\text{écoulement}} \times S_m \quad \text{V.1}$$

Avec :

- Q : le débit (m³/s).
- S_m : section (m²).
- V : vitesse hydraulique dans le réseau en (m/s).

La vitesse se calcule suivant une formule d'écoulement uniforme résultant de celle de CHEZY :

$$V = C \times \sqrt{Rh} \times I \quad \text{V.2}$$

Tel que :

- V : vitesse hydraulique dans le réseau en(m/s).
- C : Le coefficient de Chézy est une grandeur fonction des caractéristiques hydrauliques et géométriques de l'écoulement..
- I: inclinaison du profil d'écoulement (m/m).
- Rh : rayon hydraulique (m), donné par :

$$Rh = \frac{S_m}{P_m} \quad \text{V.3}$$

Où :

- S_m : l'aire transversale effective de l'écoulement (m²)
- P_m : le périmètre mouillé, exprimé en mètres (m).

II.2. Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy se définit par la relation suivante ::

$$C = K \times Rh^{1/6} \quad \text{V.4}$$

Avec :

- K : coeffici de rugosité (de Manning-Strickler) varie en fonction de la nature de l'ouvrage et du matériau utilisé pour sa construction..

L'équation ci-après est utilisée pour le calcul de la vitesse d'écoulement :

$$V = K \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad \text{V.5}$$

Le débit admissible par l'ouvrage :

$$Q = K \times Rh^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad \text{V.6}$$

❖ Méthodologie de calcul:

- 1- Calculer le débit et la pente associés à chaque point du réseau..
- 2Le diamètre obtenu se détermine à l'aide de l'expression suivante :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad \text{V.7}$$

Avec :

- D_{cal} (m) ; Q (m³/s) ; I (m/m)

3- Sélectionner un diamètre normalisé (DN) adapté pour la conduite.

4- La vitesse d'écoulement en conduite pleine est déterminée à l'aide de la formule suivante :

Pour un rayon hydraulique $R_h = D_n/4$, on a :

$$V_{ps} = K \times \left(\frac{D_n}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad \text{V.8}$$

Avec :

- V_{ps} (m/s) ; DN (m) ; I (m/m)

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times D_n^2}{4} \quad \text{V.9}$$

Avec :

- Q_{ps} (m³/s) ; V_{ps} (m/s) ; DN (m)

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad \text{V.10}$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$V = r_V \times V_{ps} \quad \text{V.11}$$

Avec :

- r_V : rapport des vitesses, donnée comme suit :

$$r_V = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95.24 \times r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q^1 + 0.2263 \quad \text{V.12}$$

8- La hauteur de remplissage :

$$r_H = -25.63 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 - 55.497 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q^1 + 0.0359 \quad \text{V.13}$$

II.3. Formule de BAZIN :

Selon la formule de Bazin, le coefficient de Chézy s'exprime comme suit :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad \text{V.14}$$

Avec :

- γ : Ce coefficient est influencé par la nature des matériaux utilisés pour la conduite ainsi que par les caractéristiques des eaux transportées.

II.3.1. Réseau unitaire :

La présence de dépôts rend les parois partiellement rugueuses, ce qui influence l'écoulement de l'eau. Dans ce cas, on peut utiliser un coefficient de Bazin de $\gamma=0,46$. Le coefficient de Chézy, qui permet d'estimer la vitesse de l'écoulement, peut alors être approximé par la formule :

$$C = 60 \times R_h^{1/6} \quad \text{V.15}$$

Alors, la vitesse d'écoulement :

$$V = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \quad \text{V.16}$$

Le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \times Sm \quad \text{V.17}$$

II.3.2. Les abaques de Bazin :

Les abaques fournis en annexe ont été établis sur la base de la formule de Chézy-Bazin. Leur élaboration prend en considération la nature de l'effluent, le matériau constituant les conduites ainsi que le type de jonction utilisé. Ils sont conçus pour permettre l'écoulement d'un débit en régime de conduite pleine, avec une tolérance adaptée aux conditions d'exploitation.

$$R_h = D_n/4.$$

- **Abaque (1)** : Conçu pour les réseaux unitaires avec conduites circulaires, il permet de déterminer les caractéristiques hydrauliques à pleine section selon la formule de Chézy-Bazin.
- **Nomogramme (2)** : Il permet de représenter l'évolution du débit et de la vitesse d'écoulement en fonction de la hauteur d'eau, et sert à évaluer la capacité hydraulique des conduites ainsi que leur aptitude à l'autocurage.
- ❖ Procédé de calcul :

1- À l'aide de l'abaque (1) :

À partir des valeurs de la pente et du débit, il est possible de déterminer le diamètre normalisé (DN), la vitesse d'écoulement à pleine section (V_{ps}) ainsi que le débit correspondant à pleine section (Q_{ps}). Le rapport des débits (rQ) peut ensuite être déduit à l'aide de la relation appropriée. (V.10).

2- D'après l'abaque (2) :

Le rapport des débits « rQ » permet de déterminer le rapport des vitesses « r_v » ainsi que le rapport des hauteurs « rH ». Ces valeurs sont ensuite utilisées pour calculer la vitesse d'écoulement « V » et la hauteur de remplissage « H » selon les relations (V.11) et (V.13).

II. Conditions d'implantation des réseaux :

Dans le domaine de l'assainissement, le dimensionnement du réseau unitaire doit garantir que les débits pluviaux soient suffisants pour entraîner les sables, évitant ainsi leur décantation et la formation de dépôts, tout en préservant l'intégrité des parois des conduites contre l'érosion..

Il est donc nécessaire de respecter les conditions d'autocurage pour les réseaux combinés (eaux pluviales et eaux usées dans une même conduite). Il est nécessaire de garantir une vitesse minimale de 0,6 m/s pour un débit équivalent à un dixième du débit à pleine section, et de 0,3 m/s pour un débit correspondant à un centième du débit à pleine section, tout en assurant un diamètre minimal de 315 mm. [1]

V. Résultats du dimensionnement :

Les tableaux suivants synthétisent les résultats du dimensionnement de l'ensemble des collecteurs, ainsi que la détermination de leurs principaux paramètres hydrauliques.

:

Tronçon		Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
Dimensionnement de collecteur secondaire A1																	
R1	R2	32,462	0,01	0,013958676	131,50	315	1,78	0,126	0,11	0,650	0,60	0,23	0,19	1,156	1,070	0,068	Auto vrf
R2	R3	20,5171	0,01	0,022781033	158,02	315	1,78	0,126	0,18	0,752	0,60	0,29	0,19	1,337	1,070	0,086	Auto vrf
R3	R4	20,9556	0,03	0,03179193	145,72	315	3,08	0,218	0,15	0,700	0,69	0,26	0,25	2,157	2,121	0,078	Auto vrf
R4	R5	23,0015	0,035	0,041682565	156,71	315	3,33	0,235	0,18	0,746	0,70	0,28	0,26	2,482	2,344	0,085	Auto vrf
R5	R6	20,8957	0,035	0,050667729	168,61	315	3,33	0,235	0,22	0,798	0,70	0,31	0,26	2,655	2,344	0,094	Auto vrf
R6	R48	20,5	0,048	0,109612569	210,62	315	3,90	0,275	0,40	0,936	0,74	0,44	0,28	3,648	2,890	0,132	Auto vrf
R48	R49	14,7767	0,0436	0,115966537	212,36	315	3,71	0,262	0,44	0,963	0,73	0,47	0,28	3,578	2,710	0,140	Auto vrf
R49	R50	11,8323	0,049	0,121054409	218,61	315	3,94	0,278	0,44	0,959	0,74	0,46	0,28	3,776	2,930	0,139	Auto vrf
R50	R47	14,6015	0,0492	0,127333057	223,43	315	3,94	0,279	0,46	0,973	0,74	0,47	0,28	3,838	2,938	0,142	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire A																	
R7	R8	23	0,024	0,01189	105,08	315	2,76	0,195	0,06	0,563	0,32	0,17	0,08	1,551	0,869	0,050	Auto vrf
R8	R9	23	0,042	0,01978	114,51	315	3,64	0,258	0,08	0,596	0,21	0,19	0,04	2,174	0,768	0,056	Auto vrf
R9	R10	23	0,02	0,02967	153,21	315	2,52	0,178	0,17	0,731	0,24	0,28	0,05	1,838	0,596	0,083	Auto vrf
R10	R11	23	0,01	0,03956	194,35	315	1,78	0,126	0,31	0,888	0,27	0,38	0,06	1,580	0,683	0,115	Auto vrf
R11	R12	23	0,02	0,04945	185,56	315	2,52	0,178	0,28	0,862	0,25	0,36	0,06	2,169	0,634	0,107	Auto vrf
R12	R6	22,081	0,01	0,05894484	225,70	315	1,78	0,126	0,47	0,981	0,29	0,48	0,07	1,744	0,712	0,145	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire B																	
R13	R14	26,9429	0,0489	0,010238312	83,94	315	3,93	0,278	0,04	0,480	0,18	0,13	0,03	1,888	0,708	0,039	Auto vrf
R14	R15	21,2476	0,03	0,018312393	118,49	315	3,08	0,218	0,08	0,609	0,18	0,20	0,03	1,877	0,654	0,059	Auto vrf
R15	R16	10,9279	0,048	0,022465009	116,24	315	3,90	0,275	0,08	0,605	0,18	0,19	0,03	2,358	0,701	0,058	Auto vrf
R16	R17	10,9279	0,049	0,026617625	123,88	315	3,94	0,278	0,10	0,628	0,18	0,21	0,03	2,471	0,709	0,063	Auto vrf
R17	R18	15,3642	0,0452	0,032456033	133,44	315	2,84	0,200	0,16	0,724	0,18	0,27	0,03	2,052	0,910	0,082	Auto vrf
R18	R19	15,3642	0,0452	0,038294442	141,98	315	2,84	0,200	0,19	0,766	0,18	0,29	0,03	2,171	0,710	0,088	Auto vrf
R19	R20	20,1628	0,0452	0,045956314	154,97	315	3,78	0,267	0,17	0,738	0,18	0,28	0,03	2,792	0,681	0,084	Auto vrf
R20	R21	20,0215	0,03	0,053564478	161,02	315	2,31	0,163	0,33	0,896	0,18	0,39	0,03	2,071	0,616	0,118	Auto vrf

R21	R22	29,9972	0,03	0,064963399	190,50	315	2,31	0,163	0,40	0,936	0,18	0,44	0,03	2,163	0,616	0,132	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire C																	
R23	R24	21,4193	0,0233	0,009210312	95,98	315	1,78	0,126	0,08	0,603	0,18	0,19	0,03	1,072	1,320	0,057	Auto vrf
R24	R25	21,7043	0,023	0,018543171	125,09	315	1,95	0,138	0,15	0,701	0,18	0,26	0,03	1,367	0,751	0,078	Auto vrf
R25	R26	30,7547	0,035	0,0317677	126,01	315	3,47	0,245	0,12	0,670	0,18	0,24	0,03	2,322	0,624	0,072	Auto vrf
R26	R27	22,4632	0,0473	0,041426857	138,32	315	3,96	0,280	0,32	0,890	0,18	0,39	0,03	3,530	0,714	0,116	Auto vrf
R27	R28	11,2467	0,044	0,046262923	156,11	315	2,92	0,206	0,47	0,980	0,18	0,48	0,03	2,863	1,526	0,144	Auto vrf
R28	R29	11,2467	0,044	0,051098988	162,04	315	2,83	0,200	0,51	1,009	0,18	0,51	0,03	2,856	1,509	0,152	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire D																	
R30	R31	23,5	0,01	0,010105	116,50	315	1,78	0,126	0,08	0,603	0,57	0,19	0,17	1,072	1,020	0,057	Auto vrf
R31	R32	23,5	0,012	0,02021	146,00	315	1,95	0,138	0,15	0,701	0,56	0,26	0,17	1,367	1,095	0,078	Auto vrf
R32	R29	24,0886	0,038	0,030568113	137,37	315	3,47	0,245	0,12	0,670	0,47	0,24	0,13	2,322	1,627	0,072	Auto vrf
R29	R51	17,4035	0,0497	0,089150612	190,19	315	3,96	0,280	0,32	0,890	0,45	0,39	0,12	3,530	1,794	0,116	Auto vrf
R51	R52	16,9645	0,048	0,096445356	200,75	315	3,90	0,275	0,35	0,909	0,46	0,41	0,12	3,542	1,808	0,122	Auto vrf
R52	R53	15,0705	0,045	0,102925691	205,71	315	3,77	0,267	0,39	0,929	0,47	0,43	0,13	3,506	1,791	0,130	Auto vrf
R53	R54	15,2935	0,3	0,109501905	140,95	315	6,82	0,482	0,23	0,812	0,38	0,32	0,10	5,538	2,595	0,096	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire E																	
R33	R34	24,2161	0,0423	0,009202111	85,83	315	3,66	0,258	0,04	0,474	0,49	0,13	0,13	1,734	1,798	0,038	Auto vrf
R34	R35	24,3062	0,05	0,018438484	107,95	315	3,98	0,281	0,07	0,574	0,22	0,17	0,04	2,281	0,858	0,052	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire F																	
R37	R38	25	0,037	0,01075	93,29	315	3,42	0,242	0,04	0,512	0,29	0,14	0,07	1,751	0,985	0,043	Auto vrf
R38	R39	25	0,02	0,0215	135,78	315	2,52	0,178	0,12	0,664	0,35	0,24	0,09	1,671	0,868	0,071	Auto vrf
R39	R40	25	0,02	0,03225	158,08	315	2,52	0,178	0,18	0,752	0,22	0,29	0,04	1,891	0,558	0,086	Auto vrf
R41	R40	35,9101	0,0288	0,015441338	111,97	315	3,02	0,213	0,07	0,588	0,21	0,18	0,03	1,775	0,626	0,054	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur principal A1																	
R40	R42	16,1806	0,01	0,047691338	208,46	315	1,78	0,126	0,38	0,926	0,23	0,43	0,04	1,646	0,806	0,128	Auto vrf
R42	R43	22	0,0319	0,057151338	179,47	315	3,18	0,224	0,25	0,841	0,21	0,34	0,03	2,673	0,659	0,102	Auto vrf
R43	R44	22	0,0445	0,066611338	171,91	315	3,75	0,265	0,25	0,838	0,20	0,34	0,03	3,145	0,735	0,102	Auto vrf
R44	R45	20,6816	0,049	0,07550443	183,84	315	3,94	0,278	0,27	0,857	0,20	0,35	0,03	3,373	0,768	0,106	Auto vrf
R45	R46	30,6518	0,0159	0,088684713	241,23	315	2,24	0,158	0,56	1,033	0,21	0,53	0,04	2,316	0,477	0,159	Auto vrf

R46	R47	34,1712	0,015	0,103378335	259,44	315	2,15	0,152	0,68	1,071	0,22	0,60	0,04	2,301	0,463	0,180	Auto vrf
R47	R83	22	0,048	0,230711392	273,92	315	3,90	0,276	0,84	1,126	0,48	0,70	0,13	4,393	1,860	0,210	Auto vrf
R83	R84	22	0,0454	0,240171392	281,70	315	3,79	0,268	0,90	1,138	0,49	0,74	0,13	4,314	1,841	0,221	Auto vrf
R84	R85	22,3936	0,045	0,249800658	293,00	315	3,76	0,266	0,94	1,139	0,49	0,76	0,14	4,284	1,860	0,229	Auto vrf
R85	R86	11,8343	0,05	0,256191205	285,32	315	3,97	0,280	0,91	1,139	0,49	0,75	0,13	4,521	1,960	0,224	Auto vrf
R86	R87	12,5821	0,044	0,262985555	292,08	315	3,72	0,263	1,00	1,143	0,51	0,81	0,14	4,250	1,908	0,243	Auto vrf
R87	R88	8,21038	0,038	0,267419162	309,81	400	4,20	0,527	0,51	1,005	0,40	0,50	0,11	4,219	1,689	0,201	Auto vrf
R88	R244	12,5	0,0334	0,274169162	289,37	315	3,94	0,495	0,55	1,030	0,42	0,53	0,11	4,056	1,651	0,211	Auto vrf
R244	R245	12,5	0,0493	0,280919162	300,51	400	4,78	0,601	0,47	0,980	0,39	0,48	0,10	4,687	1,879	0,192	Auto vrf
R245	R246	20	0,0478	0,291719162	282,80	315	4,71	0,592	0,49	0,996	0,40	0,50	0,10	4,692	1,867	0,198	Auto vrf
R246	R247	21,7395	0,049	0,303458493	288,47	315	4,75	0,597	0,51	1,006	0,40	0,50	0,10	4,776	1,890	0,201	Auto vrf
R247	R298	20,8601	0,0459	0,314722948	289,46	315	3,46	0,435	0,72	1,083	0,46	0,63	0,12	3,751	1,603	0,251	Auto vrf
R298	R299	22,1266	0,0495	0,326671306	295,79	315	3,59	0,452	0,72	1,083	0,46	0,63	0,12	3,895	1,649	0,251	Auto vrf
R299	R300	20	0,045	0,337471306	297,60	315	3,43	0,431	0,78	1,106	0,47	0,67	0,13	3,791	1,605	0,267	Auto vrf
R300	R301	19,1172	0,0482	0,347794582	301,50	400	4,73	0,594	0,59	1,043	0,42	0,55	0,11	4,934	1,965	0,218	Auto vrf
R301	R302	25	0,0503	0,046385425	157,38	315	3,99	0,282	0,16	0,727	0,24	0,27	0,05	2,902	0,958	0,082	Auto vrf
R302	R303	20	0,0483	0,058985425	163,99	315	3,91	0,276	0,21	0,795	0,22	0,31	0,04	3,109	0,860	0,093	Auto vrf
R303	R304	25,0586	0,0499	0,074772362	172,24	315	3,97	0,281	0,27	0,852	0,24	0,35	0,05	3,386	0,947	0,105	Auto vrf
R304	R305	24,9026	0,0491	0,090461031	189,81	315	3,94	0,278	0,32	0,894	0,25	0,39	0,06	3,525	0,989	0,117	Auto vrf
R305	R116	15	0,0424	0,099911031	209,76	315	3,66	0,259	0,39	0,929	0,26	0,43	0,06	3,403	0,948	0,130	Auto vrf
R116	R117	19,5	0,0478	0,265850149	318,47	400	3,89	0,275	0,97	1,140	0,26	0,78	0,06	4,432	1,005	0,234	Auto vrf
R117	R118	25,4943	0,045	0,28191153	308,41	400	4,57	0,574	0,49	0,995	0,22	0,49	0,04	4,547	1,010	0,198	Auto vrf
R118	R119	24,9997	0,0388	0,297661359	306,02	400	4,24	0,533	0,56	1,032	0,23	0,53	0,05	4,380	0,976	0,212	Auto vrf
R119	R120	25,5017	0,04905	0,313727402	300,11	400	3,58	0,449	0,70	1,075	0,27	0,61	0,06	3,849	0,963	0,245	Auto vrf
R120	R121	24,9965	0,0482	0,329475195	303,58	400	3,31	0,416	0,79	1,109	0,28	0,67	0,07	3,673	0,922	0,269	Auto vrf
R121	R122	29,2387	0,0486	0,347895585	317,98	400	3,32	0,418	0,83	1,125	0,28	0,70	0,07	3,740	0,938	0,279	Auto vrf
R122	R187	20	0,0455	0,877711785	451,39	500	4,22	1,191	0,74	1,088	0,19	0,64	0,02	4,586	0,793	0,382	Auto vrf
R187	R188	22	0,0454	0,889811785	455,86	500	4,21	1,190	0,75	1,092	0,20	0,64	0,03	4,598	0,827	0,386	Auto vrf
R188	R189	22,9639	0,0144	0,902441932	475,48	500	2,87	1,443	0,63	1,056	0,21	0,57	0,04	3,034	0,610	0,454	Auto vrf
R189	R190	20,5	0,0279	1,172639616	481,24	500	4,00	2,009	0,58	1,043	0,21	0,54	0,04	4,169	0,840	0,436	Auto vrf
R190	R186	20,5	0,035	1,183914616	498,35	500	4,19	1,185	1,00	1,143	0,24	0,81	0,05	4,791	0,996	0,485	Auto vrf

R186	R191	28,9994	0,043	1,458786943	537,32	600	4,72	2,369	0,62	1,053	0,21	0,56	0,04	4,967	1,008	0,450	Auto vrf
R191	R192	30	0,021	1,475286943	535,09	600	5,08	2,551	0,58	1,040	0,21	0,54	0,04	5,284	1,092	0,433	Auto vrf
R192	R193	23,8491	0,007	1,626150686	564,75	600	3,72	1,867	0,87	1,135	0,23	0,72	0,05	4,218	0,855	0,576	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire G																	
R55	R56	22	0,0465	0,00616	72,55	315	3,84	0,271	0,02	0,400	0,30	0,10	0,07	1,533	1,137	0,031	Auto vrf
R56	R57	22	0,045	0,01232	94,65	315	3,77	0,267	0,05	0,518	0,31	0,14	0,08	1,956	1,154	0,043	Auto vrf
R57	R58	22	0,01	0,01848	146,09	315	1,33	0,094	0,20	0,772	0,47	0,30	0,13	1,030	0,625	0,089	Auto vrf
R58	R59	20,6848	0,05	0,024271754	119,67	315	3,98	0,281	0,09	0,613	0,19	0,20	0,02	2,438	0,744	0,059	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur principal H																	
R60	R36	30,7952	0,0335	0,011702174	98,14	315	3,26	0,230	0,05	0,534	0,18	0,15	0,03	1,739	0,786	0,045	Auto vrf
R36	R65	19,2132	0,041	0,019003192	108,77	315	3,60	0,254	0,07	0,593	0,18	0,18	0,03	2,134	0,648	0,055	Auto vrf
R65	R66	27,3393	0,043	0,029392111	127,17	315	3,69	0,261	0,11	0,653	0,18	0,23	0,03	2,407	0,664	0,068	Auto vrf
R66	R67	28,1672	0,038	0,04009565	132,89	315	3,47	0,245	0,16	0,726	0,18	0,27	0,03	2,517	0,624	0,082	Auto vrf
R67	R64	27,2605	0,04	0,050454628	141,02	315	2,67	0,188	0,27	0,853	0,18	0,35	0,03	2,277	0,880	0,105	Auto vrf
R64	R68	10,8633	0,04	0,074080872	162,87	315	2,67	0,188	0,39	0,933	0,18	0,44	0,03	2,490	0,780	0,131	Auto vrf
R68	R69	14,2648	0,0294	0,079501511	156,24	315	3,05	0,215	0,37	0,920	0,18	0,42	0,03	2,804	0,549	0,126	Auto vrf
R69	R22	14,2648	0,03	0,084922151	171,43	315	2,31	0,163	0,52	1,012	0,18	0,51	0,03	2,339	0,516	0,153	Auto vrf
R22	R70	10,5263	0,0454	0,087869516	165,73	315	2,84	0,201	0,44	0,961	0,18	0,46	0,03	2,730	0,812	0,139	Auto vrf
R70	R71	10,7513	0,03	0,09087989	175,84	315	2,31	0,163	0,56	1,031	0,18	0,53	0,03	2,382	0,816	0,159	Auto vrf
R71	R72	10,7513	0,03	0,093890264	178,00	315	2,31	0,163	0,58	1,039	0,18	0,54	0,03	2,401	0,816	0,162	Auto vrf
R72	R73	12,0079	0,04	0,097252484	180,37	315	2,67	0,188	0,52	1,010	0,18	0,51	0,03	2,694	0,780	0,152	Auto vrf
R73	R74	12,0079	0,0498	0,100614703	191,59	315	3,97	0,280	0,36	0,914	0,18	0,41	0,03	3,627	0,714	0,124	Auto vrf
R74	R75	24	0,0453	0,107334703	205,07	315	3,79	0,267	0,40	0,938	0,18	0,44	0,03	3,551	0,681	0,132	Auto vrf
R75	R59	24	0,012	0,114054703	279,37	315	1,95	0,138	0,83	1,123	0,18	0,69	0,03	2,189	0,935	0,208	Auto vrf
R59	R76	24	0,012	0,145046457	305,73	400	2,36	0,296	0,49	0,994	0,27	0,49	0,06	2,345	0,634	0,197	Auto vrf
R76	R54	24,6345	0,012	0,151944119	311,10	400	2,36	0,296	0,51	1,008	0,27	0,51	0,06	2,379	0,647	0,202	Auto vrf
R54	R89	15	0,012	0,171444119	325,51	400	2,36	0,296	0,58	1,041	0,21	0,54	0,03	2,456	0,688	0,217	Auto vrf
R89	R90	15	0,012	0,190944119	279,37	300	2,36	0,296	0,64	1,061	0,21	0,58	0,04	2,505	0,607	0,232	Auto vrf
R90	R91	15	0,04	0,210444119	268,99	300	3,56	0,251	0,84	1,126	0,23	0,70	0,04	4,006	0,811	0,210	Auto vrf
R91	R92	15	0,03	0,210444119	268,99	300	3,08	0,218	0,97	1,140	0,24	0,78	0,05	3,511	0,738	0,234	Auto vrf
R92	R93	13,1021	0,03	0,227476856	276,95	315	3,73	0,469	0,49	0,991	0,21	0,49	0,04	3,699	0,790	0,196	Auto vrf

R93	R94	13,1021	0,04	0,244509593	284,56	315	3,56	0,251	0,97	1,140	0,33	0,79	0,08	4,055	1,168	0,236	Auto vrf
R94	R95	19,8667	0,04	0,270336334	308,10	400	4,31	0,541	0,50	1,000	0,26	0,50	0,06	4,309	1,113	0,199	Auto vrf
R95	R96	19,8694	0,04	0,292192709	317,22	400	4,31	0,541	0,54	1,023	0,26	0,52	0,06	4,408	1,132	0,208	Auto vrf
R96	R97	19,5071	0,04	0,313650498	325,76	400	4,31	0,541	0,58	1,041	0,27	0,54	0,06	4,485	1,154	0,217	Auto vrf
R97	R98	19,5071	0,04	0,335108303	320,26	400	4,31	0,541	0,62	1,054	0,27	0,56	0,06	4,543	1,175	0,226	Auto vrf
R98	R250	27,8246	0,048	0,365715326	330,93	400	3,54	0,445	0,82	1,121	0,30	0,69	0,07	3,969	1,045	0,276	Auto vrf
R250	R251	20	0,049	0,513715326	375,91	400	4,15	0,815	0,63	1,058	0,25	0,57	0,05	4,390	1,038	0,286	Auto vrf
R251	R252	20	0,044	0,661715326	413,34	500	3,93	0,772	0,86	1,132	0,26	0,71	0,06	4,452	1,015	0,356	Auto vrf
R252	R253	20	0,042	0,809715326	445,84	500	4,34	1,226	0,66	1,065	0,23	0,59	0,05	4,623	1,016	0,353	Auto vrf
R253	R254	20,9697	0,047	0,964890849	476,14	500	4,59	1,297	0,74	1,090	0,23	0,64	0,05	5,005	1,074	0,385	Auto vrf
R254	R255	22,5	0,0377	1,131390849	532,95	630	4,11	1,162	0,97	1,140	0,24	0,79	0,05	4,687	0,997	0,472	Auto vrf
R255	R256	22,5	0,0377	1,297890849	561,11	630	4,65	2,335	0,56	1,031	0,21	0,53	0,04	4,791	0,991	0,423	Auto vrf
R256	R257	22,8409	0,0377	1,466913279	587,47	630	4,65	2,335	0,63	1,057	0,22	0,57	0,04	4,913	1,019	0,456	Auto vrf
R257	R258	26,6333	0,0495	1,663999894	585,15	630	5,33	2,676	0,62	1,055	0,21	0,57	0,04	5,620	1,145	0,453	Auto vrf
R258	R259	26,3946	0,0495	1,859319736	610,02	800	5,33	2,676	0,69	1,075	0,22	0,61	0,04	5,724	1,149	0,488	Auto vrf
R259	R260	26,3367	0,049	2,054210974	612,43	800	5,30	2,662	0,77	1,101	0,22	0,66	0,04	5,835	1,147	0,527	Auto vrf
R260	R115	26,6688	0,03929	2,251559736	632,48	800	4,75	2,384	0,94	1,139	0,22	0,76	0,04	5,406	1,048	0,612	Auto vrf
R115	R284	50,2304	0,0056	2,995090693	1096,38	1200	2,72	4,811	0,62	1,055	0,20	0,57	0,03	2,875	0,648	0,850	Auto vrf
R284	R285	48,9635	0,0056	3,357420392	1144,35	1200	2,72	4,811	0,70	1,075	0,20	0,61	0,03	2,930	0,850	0,918	Auto vrf
R285	R286	41,2548	0,0056	3,662705571	1182,31	1200	2,72	4,811	0,76	1,097	0,20	0,65	0,03	2,988	0,750	0,978	Auto vrf
R286	R287	26,3991	0,0056	3,858059023	1205,57	1500	2,72	4,811	0,80	1,113	0,20	0,68	0,03	3,033	0,651	1,017	Auto vrf
R287	R288	25,6036	0,0056	4,047525844	1227,44	1500	2,72	4,811	0,84	1,127	0,20	0,70	0,03	3,071	0,653	1,054	Auto vrf
R288	R289	27,6678	0,0056	4,252267544	1250,37	1500	2,72	4,811	0,88	1,137	0,20	0,73	0,03	3,097	0,657	1,092	Auto vrf
R289	R290	30,6882	0,0056	4,479360557	1275,00	1500	2,72	4,811	0,93	1,139	0,21	0,76	0,03	3,104	0,659	1,134	Auto vrf
R290	R201	32,0637	0,0056	4,716632149	1299,92	1500	2,72	4,811	0,98	1,141	0,21	0,79	0,03	3,107	0,660	1,187	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire I																	
R291	R292	40	0,0143	0,022	182,70	315	1,60	0,113	0,20	0,771	0,20	0,30	0,03	1,230	0,725	0,089	Auto vrf
R292	R293	40	0,0144	0,044	188,77	315	1,60	0,113	0,39	0,931	0,21	0,43	0,04	1,490	0,937	0,130	Auto vrf
R293	R294	40	0,0165	0,066	214,39	315	1,71	0,121	0,55	1,026	0,21	0,52	0,04	1,757	0,866	0,157	Auto vrf
R294	R295	40	0,023	0,088	224,37	315	2,02	0,143	0,62	1,053	0,22	0,56	0,04	2,131	0,637	0,169	Auto vrf
R295	R296	40	0,044	0,11	216,02	315	2,80	0,198	0,56	1,031	0,21	0,53	0,04	2,885	0,591	0,159	Auto vrf

R296	R297	25	0,045	0,12375	209,24	315	3,43	0,242	0,51	1,007	0,21	0,50	0,04	3,451	0,721	0,151	Auto vrf
R297	R192	25,4486	0,0259	0,137746744	259,50	315	2,15	0,152	0,91	1,139	0,24	0,74	0,05	2,445	0,706	0,223	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire J																	
R61	R62	21	0,0248	0,00798	89,92	315	2,10	0,148	0,05	0,543	0,26	0,16	0,06	1,141	0,850	0,047	Auto vrf
R62	R63	21	0,051	0,01596	101,88	315	3,01	0,213	0,07	0,593	0,20	0,18	0,03	1,786	0,615	0,055	Auto vrf
R63	R64	20,1743	0,049	0,023626244	118,91	315	2,95	0,209	0,11	0,653	0,24	0,23	0,05	1,929	0,694	0,068	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire K																	
R77	R78	24,51	0,0111	0,0105393	115,99	315	1,87	0,132	0,08	0,602	0,18	0,19	0,03	1,127	0,337	0,057	Auto vrf
R78	R79	30	0,0246	0,0234393	134,90	315	2,79	0,197	0,12	0,661	0,18	0,23	0,03	1,845	0,702	0,070	Auto vrf
R79	R80	25	0,0183	0,0341893	164,26	315	2,41	0,170	0,20	0,779	0,18	0,30	0,03	1,875	0,633	0,091	Auto vrf
R80	R81	25	0,0183	0,0449393	181,99	315	2,41	0,170	0,26	0,851	0,18	0,35	0,03	2,046	0,633	0,104	Auto vrf
R81	R82	26,716	0,019	0,056427184	196,87	315	1,84	0,130	0,43	0,959	0,18	0,46	0,03	1,762	0,631	0,138	Auto vrf
R82	R202	22,2622	0,0184	0,065999943	210,08	315	1,81	0,128	0,52	1,010	0,18	0,51	0,03	1,828	0,626	0,152	Auto vrf
R202	R203	23,0379	0,037	0,07590625	611,00	800	3,42	0,242	0,31	0,888	0,18	0,38	0,03	3,037	0,616	0,115	Auto vrf
R203	R204	19,9998	0,037	0,084506168	277,00	315	2,57	0,181	0,47	0,979	0,18	0,48	0,03	2,512	0,662	0,144	Auto vrf
R204	R205	25	0,049	0,095256162	195,00	315	2,95	0,209	0,46	0,973	0,18	0,47	0,03	2,872	0,531	0,142	Auto vrf
R205	R206	23,9999	0,051	0,105576131	206,91	315	3,01	0,213	0,50	0,998	0,18	0,50	0,03	3,006	0,542	0,149	Auto vrf
R206	R207	25,9543	0,051	0,116736496	214,86	315	3,01	0,213	0,55	1,027	0,18	0,53	0,03	3,094	0,542	0,158	Auto vrf
R207	R208	24,8031	0,041	0,138591417	229,14	315	2,70	0,191	0,73	1,084	0,18	0,63	0,03	2,928	0,486	0,189	Auto vrf
R208	R209	18,1707	0,041	0,146404828	233,90	315	3,60	0,254	0,58	1,039	0,18	0,54	0,03	3,743	0,648	0,162	Auto vrf
R209	R210	21,6379	0,038	0,155276357	239,12	315	3,47	0,245	0,63	1,059	0,18	0,57	0,03	3,670	0,624	0,172	Auto vrf
R210	R211	22,8755	0,046	0,164655293	249,21	315	3,81	0,269	0,61	1,052	0,18	0,56	0,03	4,012	0,687	0,168	Auto vrf
R211	R212	25	0,038	0,174905293	264,21	315	3,47	0,245	0,71	1,080	0,29	0,62	0,07	3,745	0,988	0,187	Auto vrf
R212	R213	25	0,034	0,185155293	275,61	315	3,28	0,232	0,80	1,112	0,30	0,68	0,07	3,647	0,973	0,203	Auto vrf
R213	R214	25	0,034	0,243970157	305,64	400	3,97	0,499	0,49	0,994	0,20	0,49	0,03	3,947	0,779	0,197	Auto vrf
R214	R215	25	0,034	0,254220157	310,40	400	3,97	0,499	0,51	1,006	0,20	0,50	0,03	3,997	0,799	0,202	Auto vrf
R215	R155	15,8051	0,046	0,260700253	296,07	315	3,81	0,269	0,97	1,140	0,23	0,78	0,04	4,347	0,858	0,234	Auto vrf
R155	R216	9,19678	0,038	0,293013143	320,62	400	4,20	0,527	0,56	1,031	0,21	0,53	0,03	4,328	0,864	0,212	Auto vrf
R216	R217	18	0,038	0,300393143	323,62	400	4,20	0,527	0,57	1,037	0,21	0,54	0,03	4,355	0,875	0,215	Auto vrf
R217	R161	18,6341	0,038	0,308033125	326,68	400	4,20	0,527	0,58	1,043	0,26	0,54	0,06	4,379	1,082	0,218	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire L																	
R99	R100	33,2879	0,0484	0,023301517	105,90	315	2,93	0,207	0,11	0,652	0,61	0,23	0,19	1,913	1,785	0,068	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire M																	

R102	R103	12,5	0,0499	0,00875	81,66	315	3,97	0,281	0,03	0,451	0,18	0,12	0,03	1,794	0,715	0,036	Auto vrf
R103	R104	12,5	0,0415	0,0175	105,26	315	3,62	0,256	0,07	0,580	0,18	0,18	0,03	2,100	0,652	0,053	Auto vrf
R104	R105	25	0,0425	0,035	141,49	315	3,67	0,259	0,14	0,685	0,18	0,25	0,03	2,510	0,660	0,075	Auto vrf
R105	R106	25	0,0386	0,0525	167,74	315	3,49	0,247	0,21	0,794	0,18	0,31	0,03	2,775	0,629	0,093	Auto vrf
R106	R107	25	0,0410	0,07	177,39	315	2,70	0,191	0,37	0,918	0,18	0,42	0,03	2,480	0,686	0,126	Auto vrf
R107	R108	25	0,0271	0,0875	217,12	315	2,20	0,155	0,56	1,035	0,18	0,53	0,03	2,272	0,695	0,160	Auto vrf
R108	R101	22,7474	0,0325	0,103423199	223,36	315	3,21	0,227	0,46	0,973	0,18	0,47	0,03	3,119	0,777	0,142	Auto vrf
R101	R109	25	0,0332	0,268764058	318,29	400	2,94	0,370	0,73	1,084	0,18	0,63	0,03	3,193	0,830	0,252	Auto vrf
R109	R110	25	0,0464	0,286264058	306,12	400	3,48	0,437	0,65	1,064	0,18	0,59	0,03	3,703	0,627	0,234	Auto vrf
R110	R111	25	0,0385	0,303764058	299,76	315	3,17	0,398	0,76	1,098	0,18	0,65	0,03	3,480	0,571	0,261	Auto vrf
R111	R112	25	0,0424	0,321264058	325,20	400	3,33	0,418	0,77	1,100	0,18	0,66	0,03	3,660	0,599	0,263	Auto vrf
R112	R113	25	0,0488	0,338764058	323,09	400	3,57	0,448	0,76	1,095	0,18	0,65	0,03	3,908	0,643	0,259	Auto vrf
R113	R114	25	0,0286	0,356264058	363,99	400	3,64	0,458	0,78	1,104	0,18	0,66	0,03	4,022	0,656	0,265	Auto vrf
R114	R115	22,2313	0,0370	0,371825959	352,33	400	4,14	0,521	0,71	1,080	0,18	0,62	0,03	4,477	0,746	0,249	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire N																	
R123	R124	30	0,0453	0,021	115,47	315	3,79	0,267	0,08	0,600	0,23	0,19	0,05	2,270	0,887	0,057	Auto vrf
R124	R125	34,9043	0,0400	0,045432998	157,85	315	3,56	0,251	0,18	0,751	0,33	0,29	0,08	2,671	1,168	0,086	Auto vrf
R125	R126	25,0965	0,0580	0,063000535	166,43	315	4,28	0,303	0,21	0,789	0,31	0,31	0,08	3,377	1,331	0,092	Auto vrf
R126	R127	30	0,0380	0,084000535	200,68	315	3,47	0,245	0,34	0,905	0,34	0,40	0,09	3,137	1,191	0,121	Auto vrf
R127	R101	24,9188	0,0490	0,101443728	205,37	315	3,94	0,278	0,36	0,917	0,34	0,42	0,09	3,611	1,322	0,125	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire O																	
R128	R129	25	0,0566	0,02325	115,05	315	4,23	0,299	0,08	0,598	0,34	0,19	0,09	2,531	1,441	0,056	Auto vrf
R129	R130	25	0,0417	0,0465	157,97	315	3,63	0,257	0,18	0,752	0,37	0,29	0,10	2,729	1,339	0,086	Auto vrf
R130	R131	26,0014	0,0417	0,070681305	184,83	315	3,63	0,257	0,28	0,860	0,38	0,36	0,10	3,123	1,372	0,107	Auto vrf
R131	R132	25	0,0317	0,093931305	216,47	315	3,17	0,224	0,42	0,949	0,41	0,45	0,11	3,006	1,297	0,136	Auto vrf
R132	R135	25	0,0417	0,149643309	244,87	315	3,63	0,257	0,58	1,042	0,40	0,54	0,10	3,786	1,440	0,163	Auto vrf
R135	R136	25	0,0217	0,172893309	537,00	600	2,62	0,185	0,93	1,139	0,46	0,76	0,12	2,985	1,199	0,227	Auto vrf
R136	R137	28,9981	0,0417	0,199861522	277,00	315	3,63	0,257	0,78	1,104	0,41	0,66	0,11	4,010	1,483	0,199	Auto vrf
R137	R138	19	0,0417	0,217531522	195,00	315	3,63	0,257	0,85	1,129	0,44	0,71	0,12	4,102	1,586	0,212	Auto vrf
R138	R139	19,446	0,0417	0,235616259	290,31	315	3,63	0,257	0,92	1,139	0,44	0,75	0,12	4,138	1,597	0,225	Auto vrf
R139	R146	18,0326	0,0417	0,34967236	336,64	400	4,40	0,553	0,63	1,058	0,33	0,57	0,08	4,656	1,449	0,229	Auto vrf
R146	R147	19,0991	0,0480	0,367434529	331,51	400	3,61	0,454	0,81	1,116	0,36	0,68	0,09	4,034	1,290	0,273	Auto vrf
R147	R194	18,5037	0,0500	0,102678924	205,52	315	3,98	0,281	0,37	0,918	0,43	0,42	0,11	3,649	1,720	0,126	Auto vrf

R194	R195	20,1722	0,0500	0,122044272	219,28	315	3,98	0,281	0,43	0,959	0,44	0,46	0,12	3,812	1,734	0,138	Auto vrf
R195	R196	21,5362	0,0500	0,134104545	227,17	315	3,98	0,281	0,48	0,986	0,44	0,49	0,12	3,922	1,753	0,146	Auto vrf
R196	R197	25,3239	0,0500	0,148285902	235,90	315	3,98	0,281	0,53	1,017	0,44	0,51	0,12	4,042	1,763	0,154	Auto vrf
R197	R178	22,465	0,0500	0,160866326	243,21	315	3,98	0,281	0,57	1,038	0,45	0,54	0,12	4,128	1,773	0,162	Auto vrf
R178	R198	32,3377	0,0500	0,24698306	285,63	315	3,98	0,281	0,88	1,136	0,45	0,73	0,12	4,519	1,797	0,218	Auto vrf
R198	R199	36,8837	0,0400	0,267637931	306,94	400	4,31	0,541	0,49	0,997	0,36	0,50	0,09	4,296	1,539	0,198	Auto vrf
R199	R200	30,9885	0,0400	0,284991499	314,26	400	4,31	0,541	0,53	1,016	0,36	0,51	0,09	4,377	1,557	0,205	Auto vrf
R200	R201	24,9969	0,0400	0,298989773	319,96	400	3,02	0,379	0,79	1,108	0,42	0,67	0,11	3,343	1,261	0,268	Auto vrf
R133	R134	17,4484	0,0400	0,016227035	107,29	315	3,56	0,251	0,06	0,571	0,49	0,17	0,13	2,032	1,756	0,051	Auto vrf
R134	R132	17,457	0,0400	0,032462003	139,15	315	3,56	0,251	0,13	0,676	0,50	0,24	0,14	2,404	1,765	0,073	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire P																	
R148	R149	22	0,0237	0,02112	130,62	315	2,74	0,193	0,11	0,647	0,27	0,22	0,06	1,773	0,728	0,067	Auto vrf
R149	R150	22	0,0120	0,04224	192,49	315	1,95	0,138	0,31	0,883	0,35	0,38	0,09	1,720	0,687	0,113	Auto vrf
R150	R151	22	0,0120	0,06336	224,10	315	1,95	0,138	0,46	0,975	0,38	0,48	0,10	1,900	0,743	0,143	Auto vrf
R151	R147	22,4535	0,0120	0,084915333	250,11	315	1,95	0,138	0,62	1,054	0,23	0,56	0,05	2,053	0,454	0,169	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire Q																	
R152	R153	23	0,0184	0,00943	101,26	315	2,41	0,170	0,06	0,548	0,21	0,16	0,04	1,321	0,616	0,047	Auto vrf
R153	R154	23	0,0430	0,01886	111,99	315	3,69	0,261	0,07	0,588	0,20	0,18	0,03	2,168	0,752	0,054	Auto vrf
R154	R155	23,6151	0,0500	0,028542209	127,16	315	3,98	0,281	0,10	0,636	0,20	0,22	0,03	2,531	0,803	0,065	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire R																	
R156	R157	35	0,0281	0,01715	707,00	800	2,98	0,211	0,08	0,605	0,20	0,19	0,03	1,803	0,596	0,058	Auto vrf
R157	R158	35	0,0160	0,0343	168,69	315	2,25	0,159	0,22	0,798	0,21	0,31	0,04	1,796	0,778	0,094	Auto vrf
R158	R159	35	0,0170	0,05145	194,17	315	2,32	0,164	0,31	0,888	0,21	0,38	0,04	2,058	0,693	0,115	Auto vrf
R159	R160	35	0,0290	0,0686	195,68	315	3,03	0,214	0,32	0,892	0,52	0,39	0,14	2,701	1,574	0,116	Auto vrf
R160	R161	32,227	0,0400	0,084391233	184,53	315	4,36	0,308	0,27	0,859	0,46	0,36	0,12	3,742	2,013	0,107	Auto vrf
R161	R162	25	0,0483	0,404674358	345,93	400	4,73	0,595	0,68	1,071	0,36	0,60	0,09	4,969	1,724	0,240	Auto vrf
R162	R163	25	0,0483	0,416924358	349,82	400	4,73	0,595	0,70	1,076	0,37	0,61	0,10	4,997	1,758	0,246	Auto vrf
R163	R164	27	0,0483	0,430154358	353,95	400	4,73	0,595	0,72	1,083	0,38	0,63	0,10	4,929	1,792	0,251	Auto vrf
R164	R165	27	0,0378	0,443384358	346,22	400	5,18	0,651	0,68	1,071	0,37	0,60	0,10	4,947	1,919	0,241	Auto vrf
R165	R122	30,9538	0,0461	0,458551725	352,59	400	5,10	0,641	0,72	1,081	0,38	0,62	0,10	4,915	1,933	0,249	Auto vrf
R166	R167	35,2194	0,0134	0,014439944	126,01	315	2,06	0,145	0,10	0,633	0,62	0,21	0,20	1,303	1,274	0,064	Auto vrf
R167	R168	35,1606	0,0120	0,028855779	166,86	315	1,95	0,138	0,21	0,790	0,63	0,31	0,21	1,540	1,223	0,093	Auto vrf
R168	R169	35	0,0120	0,043205779	194,13	315	1,95	0,138	0,31	0,888	0,63	0,38	0,21	1,729	1,228	0,115	Auto vrf

R169	R170	35,5	0,0280	0,057760759	184,66	315	2,23	0,158	0,37	0,918	0,62	0,42	0,20	2,049	1,389	0,126	Auto vrf
R170	R171	35	0,0420	0,072110759	186,00	315	2,73	0,193	0,37	0,922	0,60	0,42	0,19	2,521	1,627	0,127	Auto vrf
R171	R172	35,5	0,0420	0,086665759	199,27	315	2,73	0,193	0,45	0,968	0,60	0,47	0,19	2,645	1,630	0,141	Auto vrf
R172	R173	34,3715	0,0420	0,100758076	210,86	315	3,64	0,258	0,39	0,932	0,55	0,44	0,16	3,398	2,022	0,131	Auto vrf
R173	R365	20,3754	0,0120	0,10911201	274,77	315	1,95	0,138	0,79	1,110	0,30	0,67	0,07	2,162	0,575	0,202	Auto vrf
R365	R183	24,767	0,0120	0,119266498	284,09	315	1,95	0,138	0,87	1,134	0,26	0,72	0,06	2,209	0,600	0,215	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire S																	
R174	R175	30	0,0164	0,0168	128,42	315	2,28	0,161	0,10	0,641	0,30	0,22	0,07	1,459	0,674	0,066	Auto vrf
R175	R176	30	0,0150	0,0336	169,42	315	2,18	0,154	0,22	0,801	0,30	0,31	0,08	1,746	0,664	0,094	Auto vrf
R176	R177	28,6584	0,0150	0,04964871	196,14	315	2,18	0,154	0,32	0,893	0,31	0,39	0,08	1,945	0,677	0,117	Auto vrf
R177	R178	32,7838	0,0120	0,068007627	230,13	315	1,95	0,138	0,49	0,997	0,33	0,50	0,08	1,942	0,641	0,149	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire T																	
R179	R180	30	0,0120	0,021	148,12	315	1,95	0,138	0,15	0,710	0,62	0,26	0,20	1,383	1,201	0,079	Auto vrf
R180	R181	30	0,0350	0,042	157,15	315	3,33	0,235	0,18	0,748	0,54	0,29	0,16	2,488	1,810	0,086	Auto vrf
R181	R182	30	0,0450	0,063	168,09	315	3,77	0,267	0,24	0,823	0,53	0,33	0,15	3,103	1,993	0,098	Auto vrf
R182	R183	30,5899	0,0463	0,084412906	186,74	315	3,83	0,270	0,31	0,887	0,53	0,38	0,15	3,393	2,017	0,115	Auto vrf
R183	R184	21,7257	0,0363	0,218887393	266,94	315	3,39	0,239	0,91	1,139	0,55	0,75	0,16	3,860	1,862	0,224	Auto vrf
R184	R185	25,3915	0,0363	0,236661422	274,87	315	3,08	0,387	0,61	1,052	0,48	0,56	0,13	3,239	1,488	0,224	Auto vrf
R185	R186	31,8018	0,0472	0,258922684	275,07	315	3,51	0,441	0,59	1,044	0,46	0,55	0,12	3,665	1,624	0,219	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire U																	
R218	R219	30	0,0560	0,0123	90,80	315	2,95	0,208	0,06	0,558	0,45	0,16	0,12	1,643	1,321	0,049	Auto vrf
R219	R220	30	0,0190	0,0246	796,00	800	1,72	0,121	0,20	0,782	0,56	0,30	0,16	1,341	0,956	0,091	Auto vrf
R220	R221	30	0,0100	0,0369	189,34	315	1,33	0,094	0,39	0,932	0,60	0,44	0,19	1,244	0,804	0,131	Auto vrf
R221	R213	28,4509	0,0210	0,048564864	182,63	315	2,58	0,182	0,27	0,853	0,33	0,35	0,09	2,197	0,859	0,105	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire V																	
R222	R223	25	0,0120	0,0095	110,01	315	1,95	0,138	0,07	0,581	0,39	0,18	0,10	1,132	0,765	0,053	Auto vrf
R223	R224	25	0,0120	0,019	142,66	315	1,46	0,103	0,18	0,756	0,45	0,29	0,12	1,104	0,662	0,087	Auto vrf
R224	R225	28,9337	0,0120	0,029994823	169,30	315	1,95	0,138	0,22	0,801	0,19	0,31	0,03	1,560	0,678	0,094	Auto vrf
R225	R226	14,4004	0,0255	0,03546698	156,51	315	2,84	0,201	0,18	0,745	0,21	0,28	0,04	2,116	0,603	0,085	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire W																	
R227	R228	22,5	0,0350	0,00855	86,51	315	3,33	0,235	0,04	0,478	0,34	0,13	0,09	1,590	1,143	0,039	Auto vrf
R228	R229	22,5	0,0323	0,0171	113,86	315	3,20	0,226	0,08	0,594	0,35	0,18	0,09	1,900	1,128	0,055	Auto vrf
R229	R226	20,9682	0,0323	0,02506793	131,43	315	3,20	0,226	0,11	0,650	0,36	0,23	0,09	2,078	1,138	0,068	Auto vrf

Dimensionnement de collecteur secondaire X																	
R230	R231	22,5	0,0120	0,019395	143,76	315	1,95	0,138	0,14	0,693	0,44	0,25	0,12	1,350	0,862	0,076	Auto vrf
R231	R232	22,5	0,0120	0,03879	186,44	315	1,95	0,138	0,28	0,865	0,45	0,36	0,12	1,685	0,873	0,108	Auto vrf
R232	R233	21,5566	0,0120	0,057371812	215,91	315	1,95	0,138	0,42	0,948	0,45	0,45	0,12	1,846	0,882	0,135	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire Y																	
R234	R235	24,8293	0,0120	0,021402893	149,17	315	1,95	0,138	0,16	0,714	0,46	0,27	0,12	1,391	0,901	0,080	Auto vrf
R235	R236	25	0,0410	0,042952893	153,85	315	3,60	0,254	0,17	0,734	0,37	0,28	0,10	2,642	1,322	0,083	Auto vrf
R236	R237	25	0,0500	0,064502893	172,64	315	3,98	0,281	0,23	0,815	0,36	0,32	0,09	3,240	1,431	0,097	Auto vrf
R237	R238	25	0,0450	0,086052893	196,19	315	3,77	0,267	0,32	0,893	0,37	0,39	0,10	3,370	1,406	0,117	Auto vrf
R238	R239	18,49714	0,0120	0,093377431	259,18	315	1,95	0,138	0,68	1,070	0,48	0,60	0,13	2,085	0,942	0,180	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire Z																	
R240	R241	25	0,0400	0,0135	100,14	315	3,56	0,251	0,05	0,543	0,39	0,16	0,10	1,931	1,386	0,047	Auto vrf
R241	R242	25	0,0140	0,027	158,12	315	2,10	0,149	0,18	0,752	0,48	0,29	0,13	1,583	1,009	0,086	Auto vrf
R242	R243	25,0564	0,0120	0,040530438	189,53	315	1,95	0,138	0,29	0,875	0,50	0,37	0,14	1,704	0,966	0,111	Auto vrf
R243	R88	25,1676	0,0120	0,054120919	211,24	315	1,95	0,138	0,39	0,933	0,50	0,44	0,14	1,819	0,974	0,131	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AA																	
R248	R249	24,567	0,0445	0,013266198	90,96	315	3,75	0,265	0,05	0,531	0,48	0,15	0,13	1,994	1,814	0,045	Auto vrf
R249	R247	24,4001	0,0220	0,026442233	144,14	315	2,64	0,186	0,14	0,694	0,55	0,25	0,16	1,831	1,440	0,076	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AB																	
R239	R261	25	0,0470	0,114927431	209,19	315	3,86	0,272	0,42	0,951	0,48	0,45	0,13	3,666	1,846	0,136	Auto vrf
R261	R262	25	0,0440	0,136477431	234,22	315	3,73	0,264	0,52	1,011	0,49	0,51	0,13	3,771	1,823	0,153	Auto vrf
R262	R233	19,8886	0,0400	0,153621422	239,04	315	3,56	0,251	0,61	1,052	0,50	0,56	0,14	3,742	1,793	0,168	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AC																	
R233	R263	20,116	0,0500	0,161265513	243,44	315	3,64	0,258	0,63	1,056	0,49	0,57	0,13	3,850	1,780	0,171	Auto vrf
R263	R264	25	0,0500	0,170765513	248,72	315	3,90	0,275	0,62	1,055	0,48	0,57	0,13	4,110	1,875	0,170	Auto vrf
R264	R226	25	0,0500	0,180265513	253,82	315	3,18	0,225	0,80	1,113	0,52	0,68	0,15	3,542	1,663	0,203	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AD																	
R226	R265	25	0,0449	0,250300423	292,88	315	3,42	0,430	0,58	1,042	0,43	0,54	0,12	3,567	1,486	0,217	Auto vrf
R265	R266	25	0,0357	0,259800423	310,12	400	3,05	0,383	0,68	1,070	0,46	0,60	0,12	3,266	1,392	0,240	Auto vrf
R266	R267	26,955	0,0479	0,270043307	527,00	630	3,89	0,488	0,55	1,029	0,42	0,53	0,11	4,003	1,631	0,211	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AE																	
R268	R269	25	0,0175	0,0095	102,44	315	2,35	0,17	0,06	0,553	0,18	0,16	0,03	1,300	0,623	0,048	Auto vrf
R269	R270	20	0,0175	0,0171	127,70	315	2,35	0,17	0,10	0,638	0,18	0,22	0,03	1,502	0,723	0,065	Auto vrf

R270	R267	16,4982	0,0579	0,023369321	114,77	315	4,28	0,30	0,08	0,597	0,18	0,19	0,03	2,556	0,770	0,056	Auto vrf
R267	R271	20	0,0579	0,035969321	134,91	315	4,28	0,30	0,12	0,661	0,18	0,23	0,03	2,830	0,770	0,070	Auto vrf
R271	R272	24,51	0,0158	0,051410621	196,90	315	2,24	0,16	0,33	0,895	0,18	0,39	0,03	2,000	0,602	0,117	Auto vrf
R272	R273	25	0,0158	0,067160621	217,66	315	2,24	0,16	0,43	0,953	0,18	0,46	0,03	2,130	0,602	0,137	Auto vrf
R273	R274	26,5792	0,0158	0,083905488	236,61	315	2,24	0,16	0,53	1,018	0,18	0,52	0,03	2,277	0,602	0,155	Auto vrf
R274	R275	20,4524	0,0158	0,096790509	249,63	315	2,24	0,16	0,61	1,053	0,18	0,56	0,03	2,353	0,702	0,168	Auto vrf
R275	R276	20	0,0158	0,109390509	261,35	315	2,24	0,16	0,69	1,074	0,18	0,61	0,03	2,401	0,702	0,183	Auto vrf
R276	R277	24,02	0,0104	0,124523109	296,82	315	1,81	0,13	0,97	1,140	0,18	0,78	0,03	2,068	0,626	0,235	Auto vrf
R277	R278	20	0,0104	0,137123109	307,74	400	2,20	0,28	0,50	0,998	0,18	0,50	0,03	2,194	0,695	0,199	Auto vrf
R278	R116	26,2397	0,0554	0,15365412	234,51	315	4,19	0,30	0,52	1,012	0,18	0,51	0,03	4,236	0,753	0,153	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AF																	
R279	R280	29,2124	0,0400	0,014314069	102,36	315	2,49	0,176	0,08	0,605	0,18	0,19	0,03	1,505	0,654	0,058	Auto vrf
R280	R281	28,2615	0,0400	0,02816221	131,93	315	2,49	0,176	0,16	0,721	0,18	0,27	0,03	1,795	0,765	0,081	Auto vrf
R281	R282	20,5648	0,0400	0,03823895	147,97	315	2,49	0,176	0,22	0,800	0,18	0,31	0,03	1,992	0,867	0,094	Auto vrf
R282	R283	20,5648	0,0490	0,04831569	155,50	315	2,76	0,195	0,25	0,835	0,18	0,34	0,03	2,301	0,696	0,101	Auto vrf
R283	R122	24,3853	0,0320	0,060264475	161,65	315	2,23	0,157	0,38	0,928	0,18	0,43	0,03	2,066	0,601	0,129	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AH																	
R306	R307	24,567	0,0417	0,015477231	104,59	315	2,72	0,192	0,08	0,603	0,24	0,19	0,05	1,642	0,666	0,057	Auto vrf
R307	R301	24,0606	0,0340	0,030635425	140,38	315	2,46	0,174	0,18	0,744	0,21	0,28	0,03	1,831	0,515	0,085	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AI																	
R308	R309	27	0,0020	0,0297	707,00	800	2,15	0,152	0,30	0,879	0,18	0,37	0,03	1,885	0,602	0,112	Auto vrf
R309	R310	13,4987	0,0410	0,04454853	277,00	315	2,31	0,163	0,56	1,031	0,18	0,53	0,03	2,386	0,702	0,159	Auto vrf
R310	R311	13,4987	0,0440	0,059397061	195,00	315	2,47	0,175	0,78	1,105	0,18	0,66	0,03	2,730	0,702	0,199	Auto vrf
R311	R312	12,1512	0,0300	0,07276333	180,62	315	2,57	0,182	0,93	1,139	0,18	0,75	0,03	2,933	0,626	0,226	Auto vrf
R312	R313	14,8373	0,0300	0,08908434	194,86	315	2,98	0,374	0,54	1,022	0,18	0,52	0,03	3,046	0,695	0,208	Auto vrf
R313	R314	21,9671	0,0120	0,11324811	278,63	315	1,86	0,234	1,00	1,143	0,18	0,81	0,03	2,126	0,753	0,324	Auto vrf
R314	R315	21,0569	0,0070	0,136410733	330,54	400	2,34	0,294	0,91	1,139	0,18	0,74	0,03	2,667	0,621	0,296	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AJ																	
R320	R321	32,3484	0,0466	0,035583241	139,95	315	2,88	0,203	0,17	0,742	0,64	0,28	0,22	2,138	1,848	0,085	Auto vrf
R321	R366	25	0,0400	0,063083241	178,52	315	2,67	0,188	0,33	0,900	0,66	0,40	0,23	2,401	1,749	0,119	Auto vrf
R366	R367	25	0,0400	0,090583241	204,47	315	2,67	0,188	0,48	0,988	0,66	0,49	0,23	2,636	1,753	0,146	Auto vrf

R367	R316	21	0,0400	0,113683241	222,65	315	2,67	0,188	0,60	1,049	0,66	0,56	0,23	2,800	1,758	0,167	Auto vrf
R316	R317	22,357	0,0400	0,138275905	239,61	315	2,67	0,188	0,73	1,087	0,66	0,63	0,23	2,899	1,763	0,190	Auto vrf
R317	R315	20,2264	0,0400	0,160524971	253,40	315	2,67	0,188	0,85	1,130	0,66	0,71	0,23	3,016	1,765	0,213	Auto vrf
R315	R318	20	0,0400	0,182524971	265,90	315	2,67	0,188	0,97	1,140	0,66	0,78	0,24	3,041	1,773	0,235	Auto vrf
R318	R319	18,8178	0,0497	0,203224603	256,80	315	3,26	0,230	0,88	1,137	0,64	0,73	0,21	3,705	2,070	0,218	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaire AK																	
R322	R323	21	0,0486	0,00903	83,03	315	2,94	0,208	0,04	0,508	0,59	0,14	0,18	1,494	1,734	0,042	Auto vrf
R323	R324	21	0,0597	0,01806	103,60	315	3,26	0,230	0,08	0,599	0,69	0,19	0,25	1,954	2,263	0,057	Auto vrf
R324	R325	21	0,0480	0,02709	125,66	315	2,92	0,206	0,13	0,679	0,58	0,25	0,18	1,984	1,697	0,074	Auto vrf
R325	R209	19,8545	0,0597	0,035627448	133,67	315	3,26	0,230	0,15	0,713	0,58	0,27	0,17	2,324	1,878	0,080	Auto vrf
R326	R327	25,796	0,0398	0,011092274	93,13	315	2,66	0,188	0,06	0,558	0,61	0,16	0,20	1,484	1,631	0,049	Auto vrf
R327	R207	26,0223	0,0540	0,011189578	88,23	315	3,10	0,219	0,05	0,535	0,59	0,15	0,18	1,658	1,839	0,045	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur principal AL																	
R362	R363	35,0032	0,0296	0,045504181	167,15	315	2,14	0,151	0,30	0,879	0,18	0,37	0,03	1,883	0,886	0,112	Auto vrf
R363	R364	34,9968	0,0280	0,091000012	218,98	315	2,08	0,147	0,62	1,054	0,18	0,56	0,03	2,196	0,675	0,169	Auto vrf
R364	R330	34,7982	0,0400	0,136237698	238,28	315	2,49	0,176	0,77	1,102	0,18	0,66	0,03	2,745	0,648	0,198	Auto vrf
R330	R331	25	0,0120	0,168737698	323,57	400	1,65	0,207	0,81	1,118	0,18	0,69	0,03	1,847	0,597	0,274	Auto vrf
R331	R332	25	0,0120	0,201237698	345,67	400	1,65	0,207	0,97	1,140	0,18	0,78	0,03	1,883	0,897	0,313	Auto vrf
R332	R333	25	0,0120	0,233737698	365,63	400	2,05	0,403	0,58	1,041	0,18	0,54	0,03	2,138	0,970	0,271	Auto vrf
R333	R334	25	0,0400	0,266237698	293,79	315	4,31	0,541	0,49	0,995	0,18	0,49	0,03	4,289	0,776	0,198	Auto vrf
R334	R335	25	0,0120	0,298737698	400,87	500	2,05	0,403	0,74	1,089	0,18	0,64	0,03	2,238	0,670	0,320	Auto vrf
R335	R336	25,0451	0,0100	0,331296387	431,22	500	1,87	0,368	0,90	1,139	0,18	0,74	0,03	2,135	0,637	0,369	Auto vrf
R336	R337	24,9549	0,0450	0,3637377	324,41	400	3,43	0,431	0,84	1,129	0,18	0,70	0,03	3,868	0,617	0,282	Auto vrf
R337	R338	25	0,0400	0,3962377	355,60	400	3,23	0,406	0,98	1,140	0,18	0,79	0,03	3,685	0,582	0,315	Auto vrf
R338	R339	25	0,0400	0,4287377	366,27	400	3,75	0,736	0,58	1,042	0,18	0,54	0,03	3,908	0,675	0,272	Auto vrf
R339	R340	29,0516	0,0300	0,466504742	399,00	400	3,73	0,469	1,00	1,142	0,18	0,80	0,03	4,263	0,672	0,322	Auto vrf
R340	R341	30	0,0300	0,505504742	411,20	500	4,33	0,850	0,59	1,047	0,18	0,55	0,03	4,532	0,779	0,275	Auto vrf
R341	R342	30	0,0300	0,544504742	422,82	500	4,33	0,850	0,64	1,060	0,18	0,58	0,03	4,592	0,779	0,289	Auto vrf
R342	R343	20	0,0300	0,570504742	430,28	500	4,33	0,850	0,67	1,068	0,21	0,60	0,04	4,626	0,922	0,298	Auto vrf
R343	R344	20	0,0300	0,596504742	437,53	500	4,33	0,850	0,70	1,077	0,22	0,61	0,04	4,662	0,932	0,307	Auto vrf
R344	R345	32,8613	0,0490	0,626079918	406,39	500	5,53	1,086	0,58	1,040	0,19	0,54	0,02	5,754	1,038	0,270	Auto vrf
R345	R346	35,4163	0,0290	0,657954628	456,81	500	4,26	0,836	0,79	1,108	0,19	0,67	0,03	4,715	0,820	0,335	Auto vrf
R346	R347	25	0,0260	0,680454628	472,18	500	4,03	0,791	0,86	1,133	0,20	0,71	0,03	4,566	0,789	0,357	Auto vrf

R347	R348	25	0,0350	0,702954628	452,06	500	4,68	0,918	0,77	1,099	0,19	0,66	0,03	5,139	0,912	0,328	Auto vrf
R348	R349	25	0,0420	0,725454628	473,09	500	5,12	1,005	0,72	1,083	0,20	0,63	0,03	5,547	1,000	0,313	Auto vrf
R349	R350	29,0738	0,0470	0,751621079	457,17	500	5,42	1,064	0,71	1,078	0,22	0,62	0,04	5,843	1,194	0,309	Auto vrf
R350	R351	25	0,0331	0,774121079	473,62	500	4,55	0,893	0,87	1,134	0,23	0,72	0,05	5,159	1,042	0,359	Auto vrf
R351	R352	25	0,0044	0,796621079	700,13	800	2,27	1,140	0,70	1,076	0,22	0,61	0,04	2,440	0,502	0,490	Auto vrf
R352	R353	25	0,0120	0,819121079	585,16	630	3,09	0,874	0,94	1,139	0,24	0,76	0,05	3,524	0,731	0,456	Auto vrf
R353	R354	25	0,0120	0,841621079	591,13	630	3,09	0,874	0,96	1,140	0,24	0,78	0,05	3,524	0,742	0,467	Auto vrf
R354	R355	25	0,0120	0,864121079	597,01	630	2,81	1,412	0,61	1,052	0,22	0,56	0,04	2,957	0,618	0,448	Auto vrf
R355	R356	25	0,0120	0,886621079	602,80	800	2,81	1,412	0,63	1,057	0,22	0,57	0,04	2,970	0,623	0,456	Auto vrf
R356	R357	25	0,0120	0,909121079	608,49	800	2,81	1,412	0,64	1,061	0,22	0,58	0,04	2,982	0,631	0,463	Auto vrf
R357	R358	34,1385	0,0120	0,939845736	616,12	800	2,81	1,412	0,67	1,067	0,23	0,59	0,04	2,998	0,639	0,474	Auto vrf
R358	R359	16,8376	0,0120	1,5994002	752,06	800	3,04	2,389	0,67	1,068	0,21	0,59	0,04	3,249	0,640	0,594	Auto vrf
R359	R360	27,1391	0,0120	1,623825371	756,35	800	3,04	2,389	0,68	1,070	0,21	0,60	0,04	3,258	0,644	0,601	Auto vrf
R360	R361	26	0,0430	1,647225371	598,58	630	4,96	2,494	0,66	1,065	0,21	0,59	0,04	5,289	1,048	0,471	Auto vrf
R361	R319	25,3818	0,0478	1,670068986	589,81	630	5,23	2,630	0,64	1,059	0,21	0,57	0,04	5,542	1,125	0,459	Auto vrf
R319	R328	25	0,0155	1,895793589	764,16	800	3,46	2,715	0,70	1,076	0,21	0,61	0,04	3,720	0,742	0,612	Auto vrf
R328	R329	25,0079	0,0155	1,918300736	767,55	800	3,46	2,715	0,71	1,078	0,22	0,62	0,04	3,728	0,744	0,617	Auto vrf
R329	R193	24,7555	0,0320	1,940580683	672,78	800	4,28	2,152	0,90	1,139	0,22	0,74	0,04	4,876	0,962	0,591	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaireAM																	
R368	R369	36	0,0220	0,320622352	367,42	400	3,20	0,401	0,80	1,112	0,40	0,68	0,11	3,554	1,283	0,270	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaireAN																	
R370	R371	35	0,0400	0,0385	148,35	315	2,49	0,176	0,22	0,802	0,55	0,32	0,16	1,997	1,361	0,095	Auto vrf
R371	R372	35	0,0300	0,077	203,04	315	3,08	0,218	0,35	0,911	0,52	0,41	0,14	2,806	1,595	0,123	Auto vrf
R372	R373	26,5058	0,0500	0,106156357	208,11	315	3,98	0,281	0,38	0,925	0,48	0,43	0,13	3,677	1,898	0,128	Auto vrf
R373	R374	28,1443	0,0491	0,137115087	220,68	315	4,39	0,310	0,44	0,963	0,21	0,47	0,04	4,231	0,933	0,140	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaireAO																	
R375	R376	30,1386	0,0120	0,033152428	175,78	315	1,95	0,138	0,24	0,827	0,35	0,33	0,09	1,612	0,687	0,099	Auto vrf
R376	R377	30	0,0220	0,066152428	203,29	315	2,64	0,186	0,35	0,912	0,34	0,41	0,09	2,405	0,894	0,123	Auto vrf
R377	R378	25,4063	0,0220	0,094099337	232,01	315	2,64	0,186	0,50	1,003	0,22	0,50	0,04	2,647	0,680	0,150	Auto vrf
R378	R379	26	0,0450	0,122699337	224,11	315	3,77	0,267	0,46	0,975	0,23	0,48	0,04	3,679	0,851	0,143	Auto vrf
R379	R380	25	0,0300	0,150199337	260,86	315	3,08	0,218	0,69	1,073	0,21	0,61	0,03	3,306	0,637	0,182	Auto vrf
R380	R381	25	0,0300	0,177699337	277,83	315	3,08	0,218	0,82	1,119	0,21	0,69	0,03	3,447	0,642	0,206	Auto vrf

R381	R382	25	0,0300	0,205199337	293,24	315	3,08	0,218	0,94	1,139	0,21	0,76	0,03	3,510	0,642	0,229	Auto vrf
R382	R383	25	0,0300	0,232699337	307,40	400	3,73	0,469	0,50	0,998	0,19	0,50	0,02	3,725	0,705	0,199	Auto vrf
R383	R374	24,9303	0,0300	0,260122678	320,51	400	3,73	0,469	0,56	1,030	0,19	0,53	0,02	3,845	0,705	0,211	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaireAP																	
R369	R384	30,5395	0,0120	0,354215823	427,31	500	2,74	0,537	0,66	1,065	0,19	0,59	0,02	2,917	0,621	0,294	Auto vrf
R384	R385	30,168	0,0130	0,387400588	435,32	500	2,85	0,559	0,69	1,074	0,36	0,61	0,09	3,061	1,035	0,304	Auto vrf
R385	R386	40	0,0270	0,431400588	395,20	400	3,54	0,445	0,97	1,140	0,40	0,78	0,11	4,035	1,421	0,313	Auto vrf
R386	R387	30	0,0290	0,464400588	400,87	500	4,26	0,836	0,56	1,031	0,32	0,53	0,08	4,388	1,363	0,265	Auto vrf
R387	R388	30	0,0290	0,491400588	409,45	500	4,26	0,836	0,59	1,044	0,33	0,55	0,08	4,446	1,388	0,273	Auto vrf
R388	R389	40	0,0540	0,527400588	374,19	400	5,01	0,629	0,84	1,127	0,37	0,70	0,10	4,641	1,854	0,280	Auto vrf
R389	R390	40	0,0400	0,563400588	405,77	500	5,00	0,981	0,57	1,039	0,32	0,54	0,08	4,994	1,585	0,270	Auto vrf
R390	R391	30	0,0400	0,590400588	412,96	500	5,00	0,981	0,60	1,049	0,32	0,55	0,08	4,945	1,610	0,277	Auto vrf
R391	R392	40	0,0400	0,626400588	422,23	500	5,00	0,981	0,64	1,060	0,33	0,58	0,08	4,999	1,626	0,288	Auto vrf
R392	R393	20	0,0400	0,644400588	426,74	500	5,00	0,981	0,66	1,065	0,33	0,59	0,08	4,923	1,630	0,293	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaireAQ																	
R143	R144	35	0,0220	0,03255	155,82	315	1,98	0,140	0,23	0,819	0,64	0,33	0,22	1,620	1,272	0,098	Auto vrf
R144	R145	35	0,0220	0,0651	202,07	315	2,64	0,186	0,35	0,909	0,60	0,41	0,19	2,397	1,589	0,122	Auto vrf
R145	R139	34,6084	0,0220	0,097285787	234,92	315	2,64	0,186	0,52	1,013	0,27	0,51	0,06	2,673	0,707	0,153	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaireAR																	
R201	N1	37,8554	0,0400	5,015621922	1026,37	1200	4,60	8,133	0,62	1,054	0,18	0,56	0,03	4,852	0,829	0,845	Auto vrf
N1	N2	45,1535	0,0443	5,015621922	1006,70	1200	4,35	7,688	0,65	1,063	0,18	0,58	0,03	4,629	0,784	0,876	Auto vrf
N2	N3	42,8595	0,0487	5,015621922	988,89	1000	4,46	7,874	0,64	1,059	0,18	0,57	0,03	4,723	0,802	0,862	Auto vrf
N3	N4	22,358	0,0223	8,582351922	1400,74	1500	4,56	11,595	0,74	1,089	0,18	0,64	0,03	4,965	0,821	1,150	Auto vrf
N4	DO	22,358	0,0223	8,582351922	1400,74	1500	4,56	11,595	0,74	1,089	0,18	0,64	0,03	4,965	0,821	1,150	Auto vrf
Dimensionnement de collecteur secondaireAS																	
R193	N5	48,4985	0,0124	3,56673	1125,22	1200	3,74	4,231	0,84	1,128	0,19	0,70	0,02	4,222	0,712	0,844	Auto vrf
N5	N6	42,0669	0,0053	3,56673	1319,01	1500	2,65	4,681	0,76	1,097	0,19	0,65	0,02	2,908	0,603	0,979	Auto vrf
N6	N7	39,2536	0,0051	3,56673	1192,96	1200	2,60	4,592	0,78	1,103	0,19	0,66	0,02	2,868	0,695	0,993	Auto vrf
N7	N3	60,2594	0,0064	3,56673	1141,73	1200	2,91	5,144	0,69	1,074	0,18	0,61	0,02	3,128	0,630	0,914	Auto vrf

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé le dimensionnement du réseau d'assainissement, en nous concentrant notamment sur les collecteurs d'eaux usées et pluviales. Après avoir défini les dimensions des collecteurs et calculé leurs paramètres hydrauliques, il ressort que les vitesses d'écoulement obtenues sont adéquates pour assurer l'autocurage du réseau...

Chapitre VI :
LES ELEMENTS DU
RESEAU D'EGOUT ET
OUVRAGES ANNEXES

Introduction

L'objectif fondamental de l'assainissement est d'optimiser la qualité de l'environnement en éliminant les sources de pollution et en réduisant les risques sanitaires pour la population. Pour assurer le bon fonctionnement et la durabilité d'un réseau d'égout, il est indispensable que chacun de ses composants soit conçu, dimensionné et mis en œuvre avec rigueur, conformément aux normes en vigueur. On distingue généralement deux grandes catégories d'éléments dans un système d'assainissement : les éléments principaux, qui constituent l'ossature du réseau en particulier les conduites dédiées à l'évacuation des eaux usées et pluviales, ainsi que les ouvrages connexes., qui jouent un rôle complémentaire en facilitant la gestion, l'entretien et la sécurité du système, els que les regards de visite, les déversoirs d'orage, les chambres de chute, et les systèmes de relevage. Lorsque les conditions topographiques l'imposent. L'interaction cohérente entre ces différents composants garantit une évacuation efficace des effluents, favorisant la protection de l'environnement ainsi que la sécurité sanitaire de la population.

I. Les ouvrages principaux :

Le réseau d'assainissement, un ensemble d'infrastructures conçu pour la gestion des eaux usées et pluviales, se compose d'ouvrages principaux qui assurent l'évacuation de ces eaux en dehors du réseau. Dans le cadre de cette étude, l'analyse s'est principalement portée sur les conduites et les joints, qui constituent les éléments essentiels du système d'assainissement, tant par leur rôle structurel que par leur influence sur l'étanchéité et le bon écoulement des effluents.

I.1. Les canalisations :

La canalisation d'assainissement est un élément du système d'assainissement qui facilite le déplacement de fluides (eaux usées, eaux pluviales, etc.) entre deux points de connexion.

I.2. Types de canalisations : Il existe plusieurs types de canalisations.

I.2.1. Conduites en béton non armé :

La réalisation mécanique des conduites en béton non armé est basée sur un procédé. Garantissant une forte compacité du matériau. Toutefois, leur longueur utile est limitée à 2,50 mètres, et leur fragilité les rend inadaptés à la mise en œuvre de canalisations visitables.

I.2.2. Conduites en béton armé :

La résistance structurelle du conduit est assurée par des armatures, généralement composées d'une ou plusieurs cages en acier, judicieusement disposées pour faire face aux efforts de traction exercés sur la paroi du tuyau.

I.2.3. Tuyaux en amiante-ciment :

La fabrication des conduits et raccords en amiante-ciment s'appuie sur un mélange homogène de

ciment Portland et de fibres d'amiante, incorporés avec de l'eau. Ces canalisations se déclinent en deux types d'assemblage : par emboîtement ou sans emboîtement, avec des extrémités lisses. Elles sont proposées dans des diamètres variant de 60 à 500 mm, pour des longueurs comprises entre 4 et 5 mètres. Leur mise en œuvre nécessite exclusivement des joints préformés pour garantir l'étanchéité des raccords.

I.2.4. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié :

Les tuyaux présentent une sensibilité aux variations de température, en particulier lorsqu'elles descendent en dessous de 0 °C. Ils réagissent également aux chocs, ce qui nécessite une manipulation soigneuse. La dilatation thermique constitue un facteur important à prendre en compte lors de la pose, afin d'éviter tout désordre ultérieur. La longueur minimale standard de ces tuyaux est de 6 mètres.

I.2.5. Conduites en fonte :

Ce type de conduite a été privilégié essentiellement pour des raisons de sécurité, notamment lors de la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eaux usées... Grâce à sa résistance et à sa fiabilité, ce système est fréquemment utilisé dans des environnements industriels sensibles, comme les raffineries de pétrole, pour l'évacuation des eaux usées industrielles.

I.2.6. Conduite en grès :

Les conduites en grès sont des canalisations céramiques obtenues par la cuisson à haute température d'un mélange d'argile et de shale, leur conférant une structure vitrifiée. Elles se distinguent par leur durabilité et leur excellente résistance à la corrosion. Ces conduites sont généralement livrées en longueurs utiles de 1,0 m, 1,5 m ou 2,0 m.

I.3.Choix du type de canalisations :

Il est important de se baser sur les critères suivants pour choisir les différents types de canalisation.

- Nature géologique du terrain
- Inclinaison du terrain
- Diamètre nominal des conduites
- Caractéristiques chimiques des eaux usées
- Efforts extérieurs liés au remblai

Dans ce projet, les conduites en PVC sont employées pour les diamètres inférieurs ou égaux à 630 mm, tandis que pour les diamètres supérieurs à 630 mm, des conduites circulaires en béton armé sont mises en œuvre.

I.4.Joints des conduits

I.4.1. Joints des conduites en béton :

Le choix approprié des assemblages est étroitement lié à la qualité du joint. Ce choix dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature des eaux à évacuer, leur compatibilité avec les conditions de stabilité du sol, ainsi que les caractéristiques des tuyaux utilisés, telles que le diamètre et l'épaisseur.

Pour assembler les conduites en béton armé ou non armé, il existe cinq types :

- Joint en caoutchouc (joint torique)
- Joint à emboîtement (type Rocla)
- Joint par collage
- Joint à demi-emboîtement
- Joint en matériau plastique.

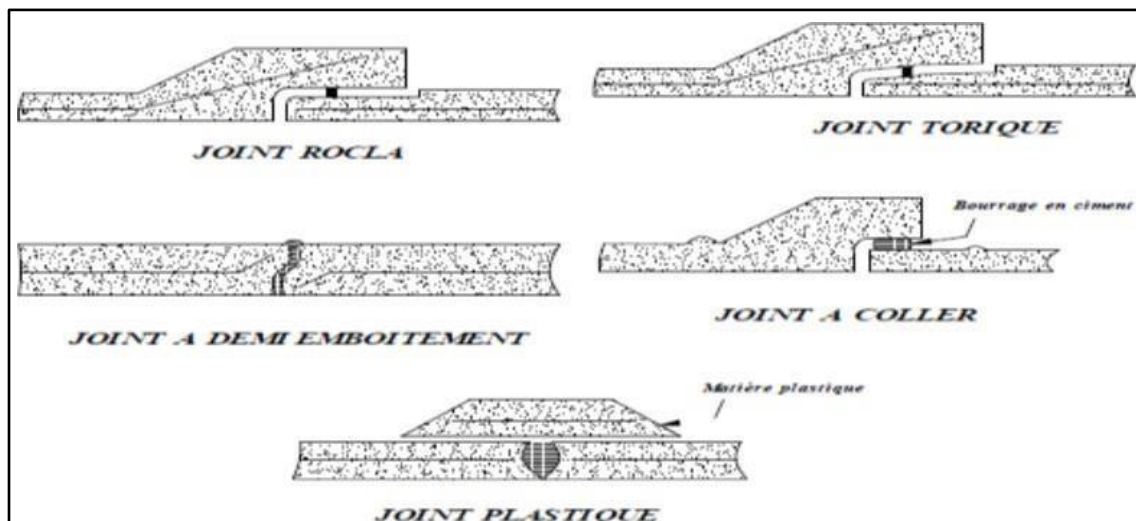


Figure VI-1 : Joints sur tuyaux en béton

I.4.2. Joints des conduites en grès :

Les conduites en grès sont assemblées à l'aide de trois types de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints à double anneaux
- Joints réalisés avec une corde goudronnée et du mortier de ciment.

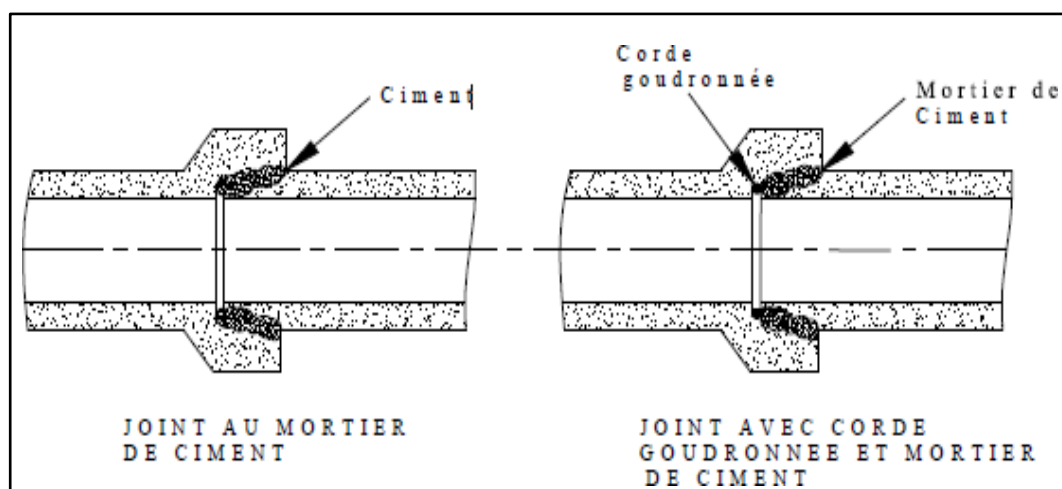


Figure VI-2 : Joints de tuyau en grès

I.4.3. Joints des conduites en amiante-ciment :

On distingue deux types de joints sans emboitement pour assembler ces types de conduites

- Joint « Everitube »
- Joint « Eternit », conçu pour le raccordement de conduites à bout lisse.

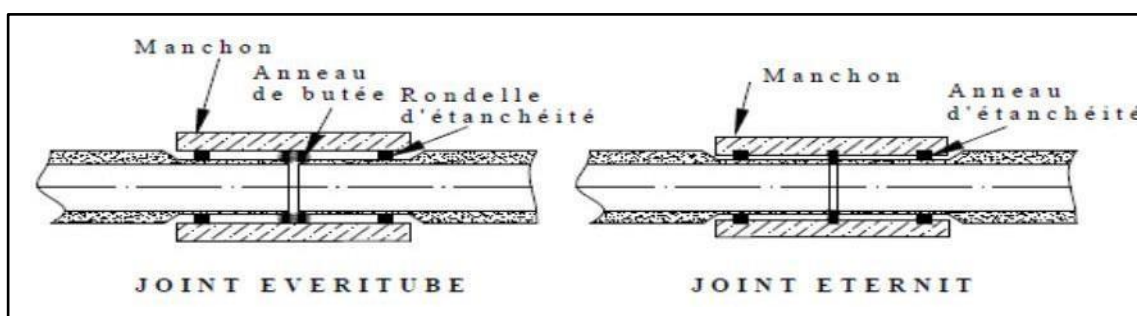


Figure VI-3 : Joints Everitube et Eternit

I.5. Les essais de conduites préfabriqués :

Avant toute mise en œuvre des canalisations, il est indispensable de procéder à plusieurs essais sur les conduites, notamment des tests d'écrasement, d'étanchéité et de résistance à la corrosion, afin de garantir leur conformité et leur fiabilité.

I.5.1..Essai à l'écrasement :

L'évaluation de l'écrasement des conduites s'effectue à l'aide d'une presse automatique enregistrant les efforts appliqués. Ceux-ci doivent être répartis de manière homogène le long de la génératrice supérieure de la conduite. L'essai se poursuit jusqu'à l'apparition d'un écrasement ou d'une ovalisation, à une vitesse d'application des charges de 1000 daN/m de longueur par minute. Les résultats obtenus peuvent être comparés directement à la pression exercée par le remblai. [1]

I.5.2. Essai d'étanchéité :

L'essai d'étanchéité vise à s'assurer qu'un élément ou un système ne laisse pas échapper de fluide. En usine, les conduites en béton sont remplies d'eau, et une perte de niveau inférieure à 2 cm en 24 heures est tolérée. Sur chantier, trois types d'essais peuvent être réalisés pour vérifier l'étanchéité : à l'eau, à la fumée ou à l'air sous pression.

I.5.3. Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton sont parmi les plus utilisées, mais elles sont aussi particulièrement vulnérables à la corrosion provoquée par l'hydrogène sulfuré. Ce phénomène débute lorsque le pH de la surface diminue, notamment à cause du lessivage excessif de la chaux et de la carbonatation due au dioxyde de carbone. Pour évaluer la résistance à la corrosion, un test consiste à exposer un échantillon à différents acides (chlorhydrique, nitrique, sulfurique). Après exposition, l'échantillon est rincé à l'eau douce, séché en étuve, puis pesé. Il est important de ne pas altérer la surface interne de la conduite avant le test... [1]

II. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes occupent une place importante dans le réseau d'assainissement, au même titre que les canalisations. Ils se répartissent en deux catégories principales :

- Les ouvrages normaux
- Les ouvrages spéciaux.

II.1. Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les plus fréquents. Ils se trouvent aussi bien en amont que le long des réseaux et ont généralement pour rôle la collecte des effluents ou l'accès au réseau.

II.1.1. Les regards :

Les regards sont indispensables pour accéder au réseau d'assainissement, permettant ainsi son nettoyage, son contrôle et son entretien. Ils sont généralement constitués d'une cuvette destinée à recueillir les eaux usées, surmontée d'une plaque de couverture.

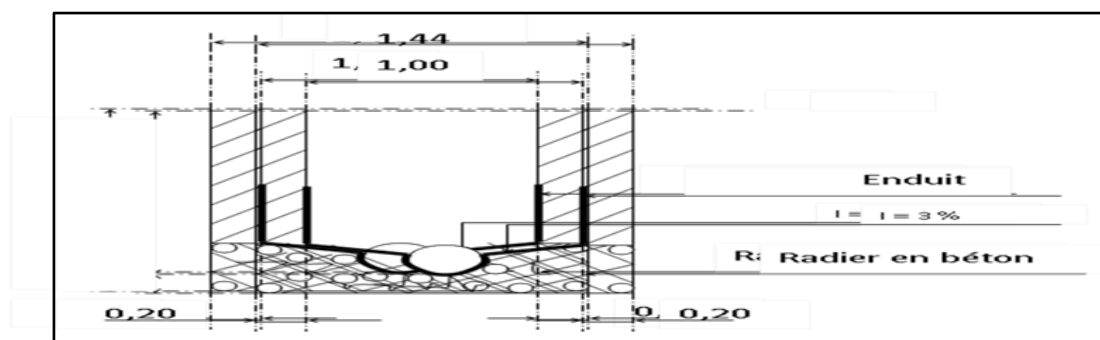


Figure VI-4 : Exemple d'un regard simple

❖ Types des regards :

Les types de regards sont classés selon trois critères principaux : l'encombrement, la pente du terrain et le système d'évacuation. On distingue ainsi plusieurs catégories de regards :

- **Regard de visite :**

Ces regards sont conçus pour permettre l'entretien courant et le curage régulier des canalisations, tout en assurant une ventilation efficace du réseau.

- **Regard de jonction :**

Ces ouvrages permettent de raccorder deux collecteurs, qu'ils soient de diamètre égal ou différent. Ils sont conçus de manière à assurer une bonne ventilation, à compenser les écarts de niveau entre les radiers, à empêcher le reflux des eaux en période de sécheresse, et à maintenir des hauteurs d'eau constantes dans les collecteurs raccordés.

- **Regard de chute :**

Ce type de projet est l'un des plus couramment utilisés en assainissement, notamment lorsqu'il s'agit de terrains fortement accidentés. Il permet une dissipation partielle et localisée de l'énergie hydraulique. Ces ouvrages sont généralement mis en œuvre pour deux types de chutes

- **La chute verticale profonde**, utilisée pour des petits diamètres avec des débits élevés, dont l'objectif est de réduire la vitesse d'écoulement.
- **La chute toboggan**, destinée à des conduites de diamètres plus importants, permettant d'assurer la continuité de l'écoulement tout en évitant les remous.

- **Regard de ventilation :**

Ce regard facilite la ventilation du réseau d'assainissement. Il permet l'évacuation des gaz et des odeurs produits dans les canalisations, contribuant ainsi au bon fonctionnement et à la sécurité du réseau.

- ❖ **Emplacement :**

L'installation de regards le long des canalisations est essentielle à certains emplacements clés, notamment aux changements de direction, aux variations de pente, aux jonctions entre conduites, ainsi qu'aux points de chute. Ces dispositifs permettent d'assurer un bon fonctionnement et un entretien efficace du réseau.

II.2.1. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont utilisées pour la collecte des eaux de surface, telles que les eaux pluviales et celles issues du lavage des chaussées. Elles sont généralement installées en bas de pente, au niveau des caniveaux, souvent sur les trottoirs. En moyenne, elles sont espacées de 50 mètres. La dimension de leur ouverture dépend de cet espacement et doit être adaptée pour absorber efficacement le débit d'orage provenant de l'amont.

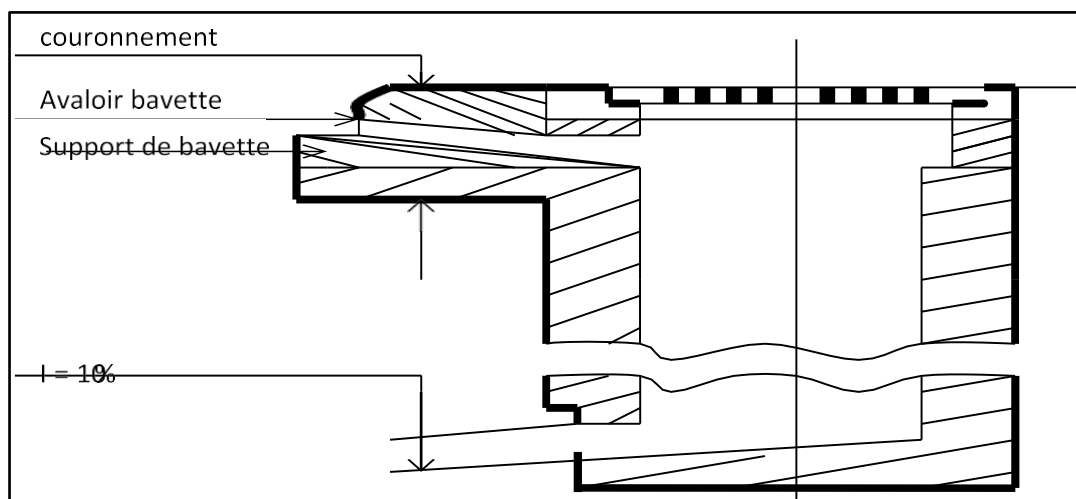


Figure VI-5 : Une bouche d'égout sans décantation

II.1.3. Les branchements particuliers :

Les bouches d'égout ont pour rôle de collecter à la fois les eaux usées et les eaux pluviales provenant des bâtiments. Un branchement se compose de trois éléments principaux :

- Le regard de façade, situé en bordure de la voie publique, idéalement au plus proche de celle-ci.
- Les canalisations de branchement, posées à proximité de la façade de la propriété pour en faciliter l'accès lors des opérations d'entretien et de contrôle. Elles sont, de préférence, raccordées sous un angle de 45° par rapport à l'axe du réseau public (norme ETERNIT), ou à 60° selon les spécifications de la société EVERITUBE.
- Les dispositifs de raccordement, qui influencent la nature et les dimensions du réseau public en fonction des caractéristiques de la canalisation de branchement.. [1]

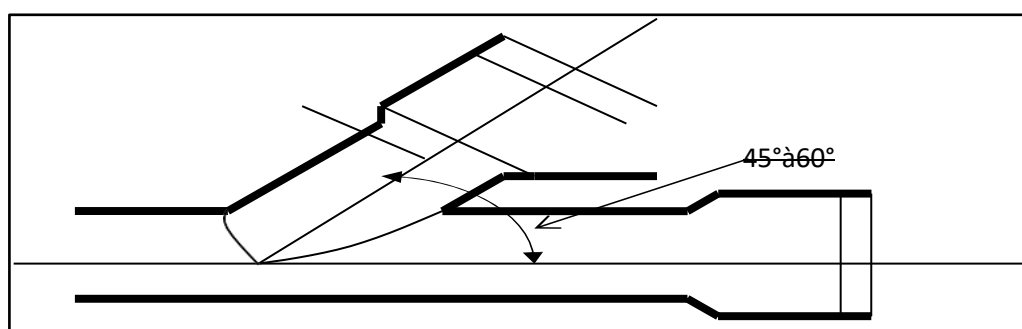


Figure VI-6 : Un branchement simple

II.1.4. Les caniveaux :

Les dispositifs sont conçus pour recueillir les eaux pluviales provenant du ruissellement sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs, puis les diriger vers les bouches d'égout. Dans le cadre de notre projet, des caniveaux sont prévus entre les bouches d'égout ainsi qu'au niveau des voiries étroites, afin de faciliter l'évacuation des eaux pluviales vers le réseau.

Dimensionnement des ouvrages constitutifs de notre réseau :

Le réseau étudié est principalement composé de regards de visite, indispensables pour assurer l'accessibilité aux équipes de maintenance. Ils permettent de contrôler le bon fonctionnement du système, de réaliser les opérations d'entretien, de curage et de débouage, ainsi que d'assurer une aération adéquate des collecteurs.

Il comprend notamment :

- **Des regards de jonction**, placés aux points de convergence de plusieurs collecteurs.
- **Des regards de chute**, utilisés dans les zones à forte pente, en raison de la topographie accidentée du site.

Remarque : Dans les regards de chute, la vitesse d'écoulement de l'eau est particulièrement élevée en raison de la topographie. Cette vitesse importante peut engendrer une force érosive significative sur les parois et le radier des regards. Pour limiter ces effets, il est recommandé d'installer des déflecteurs.

Ces dispositifs jouent un rôle essentiel en réduisant la vitesse du flux par déviation, ce qui permet de dissiper l'énergie cinétique de l'eau. Ainsi, ils diminuent l'impact direct sur les parois, limitant à la fois l'érosion mécanique et la corrosion chimique à l'intérieur des regards.

- le collecteur principal A1 est composé de 42 regards dont 30 regards sont des regards de chute, leurs dimensions sont résumées dans le tableau VII-1

- **Tableau VII-1:** les dimensions des regards

regards	Cram(m)	Φ	Dimensions des regards (m)
RG43	236,600	315	1,1×1,1
RG47	231,500	315	1,1×1,1
RG63	114,506	315	1,1×1,1
RG83	228,500	315	1,1×1,1
RG85	223,000	315	1,1×1,1
RG86	222.360	315	1,1×1,1
RG87	220,349	400	1,1×1,1
RG88	218.237	315	1,1×1,1
RG244	217.018	400	1,1×1,1
RG245	214.901	315	1,1×1,1
RG246	211.835	315	1,1×1,1
RG247	208.398	315	1,1×1,1
RG298	204.938	315	1,1×1,1
RG299	201.432	315	1,1×1,1
RG300	198.233	400	1,1×1,1
RG301	195.160	315	1,1×1,1
RG302	191.151	315	1,1×1,1
RG303	188.345	315	1,1×1,1
RG304	185.584	315	1,1×1,1

RG305	183.160	315	1,1×1,1
RG116	181.523	400	1,1×1,1
RG117	178.889	400	1,1×1,1
RG118	176.351	400	1,1×1,1
RG119	174.279	800	1,6×1,6
RG120	172.328	400	1,1×1,1
RG122	169.500	500	1,2×1,2
RG190	164.094	500	1,2×1,2
RG186	161.484	630	1,2×1,2
RG191	158.745	630	1,2×1,2
RG192	155.363	630	1,2×1,2

II.2. Les ouvrages spéciaux :

II.2.1. Déversoirs d'orage :

Les ouvrages spéciaux regroupent l'ensemble des dispositifs conçus pour assurer la collecte, le transport, le traitement ou l'évacuation des eaux usées et pluviales. Le déversoir d'orage en fait partie : il s'agit d'un système permettant l'évacuation directe d'un excédent d'effluents vers le milieu naturel lorsque le débit dépasse une certaine capacité. Ce dispositif est particulièrement utilisé dans les réseaux unitaires afin de réduire la charge hydraulique envoyée vers l'aval, notamment vers les stations d'épuration, en période de pluie intense... [3]

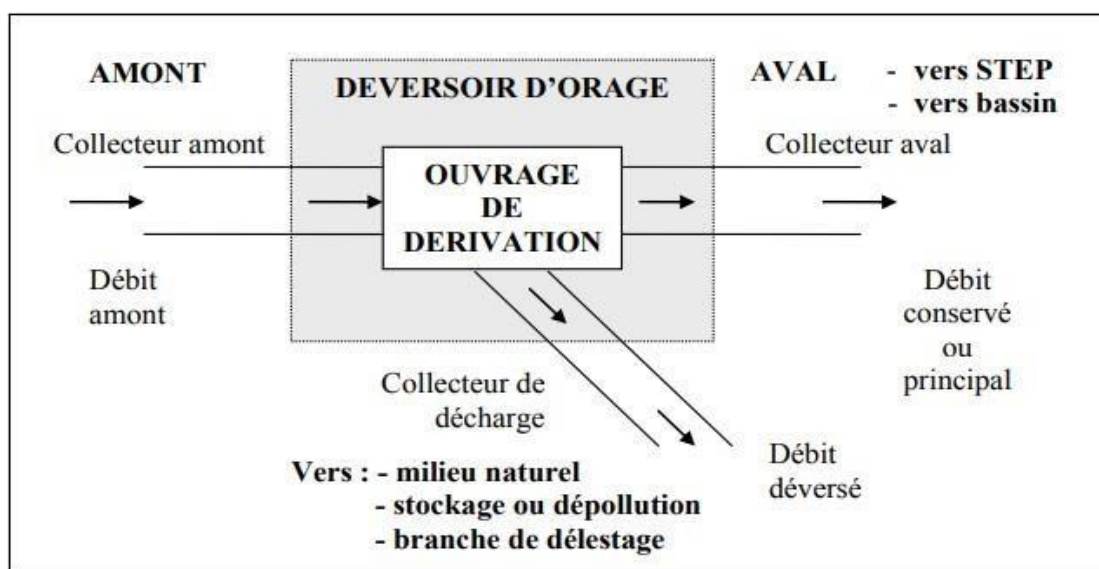


Figure VI-7 : Schéma du déversoir d'orage

II.2.1.1. Types de déversoirs d'orage :

Les déversoirs d'orage se différencient en fonction de la pente, du type d'écoulement et de la position de la station d'épuration (STEP). On distingue plusieurs types :

- **Déversoir à seuil frontal.**

Le seuil est de type frontal, c'est-à-dire droit et perpendiculaire à la direction de l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on distingue différentes configurations selon plusieurs critères: la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, la mise en charge éventuelle de la conduite située en aval, ainsi que l'orientation de cette conduite par rapport à la crête du déversoir. Ces paramètres influencent le comportement hydraulique de l'ouvrage et doivent être pris en compte lors de sa conception.



Figure VI-8 : Exemples de déversoir frontal

- **Déversoir à seuil latéral :**

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et parfaitement parallèle à la direction de l'écoulement.



Figure VI-9 : Exemple de déversoir à seuil latéral

- **Déversoir à double seuil latéral :**

Un déversoir à double seuil est choisi lorsque la longueur nécessaire du seuil est importante. Il permet une meilleure répartition des débits, réduit les risques de surcharge en aval et améliore la gestion des eaux excédentaires, notamment lors de fortes pluies.



Figure VI-10 : Exemple de déversoir à double seuil

- **Déversoir by-pass :**

Ce type de déversoir permet d'évacuer directement une partie des eaux vers le milieu naturel. Il est donc essentiel d'aménager les points de ruissellement de manière à soulager le réseau en aval, en répartissant le flux polluant entre le milieu naturel et le collecteur aval. En période de fortes pluies, les eaux excédentaires peuvent ainsi être dirigées vers un autre collecteur, ce qui contribue au maillage du réseau. Pour accroître la capacité de transport, on peut prélever les eaux en période sèche et les acheminer vers un égout spécifiquement dédié aux eaux claires. En complément, il est possible de transformer la partie inférieure du collecteur unitaire en un collecteur semi-pluvial, qui peut être équipé d'un système de vannage pour une meilleure régulation.

II.2.2.Emplacement de déversoirs d'orage :

Les déversoirs sont stratégiquement installés en amont de la station d'épuration pour réguler les débits, et au centre du réseau pour réduire le diamètre des collecteurs ou soulager un collecteur surchargé. Avant toute projection, il est essentiel d'évaluer la capacité d'auto-épuration du milieu récepteur, le degré de dilution nécessaire, ainsi que les capacités de la station d'épuration. Il faut également tenir compte de sa situation géographique et des variations de pente du terrain pour éviter les surcharges et garantir un fonctionnement optimal.. [1].

II.2.3.Choix du type de déversoir d'orage :

Le type de déversoir d'orage à choisir dépend de divers éléments, tels que :

- • La configuration topographique du site, incluant notamment la pente naturelle du terrain.
- • Les spécificités du réseau d'assainissement, telles que le diamètre et la pente des conduites.
- • Les conditions hydrologiques locales, comme la pluviométrie annuelle moyenne et les intensités maximales des précipitations.
- • Les contraintes environnementales, incluant la protection des ressources en eau et la limitation des nuisances sonores.[1]

Dans notre projet, nous avons déversoirs d'orage de type latéral.

III.Procédé de calcul :

1- Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = Q_t \times \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

- Q_{cr} : le débit de dimensionnement des ouvrages.
- Q_t : le débit total de l'agglomération.
- $\left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$: le coefficient de retardement

$$Z = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

Tel que :

- t_c : le temps de concentration (chapitre V).

$$t_c = t_1 + t_2$$

t_2 : varie entre (2 à 20 min)

Pour nos calculs, nous prendrons t_2 égal à 10 minutes.

$$t_c = \frac{L}{60 \times V} + 10$$

$$t_c = \frac{877}{60 \times 5,559} + 13 = 15.62 \text{ min}$$

On a : $Q_t = 3,59 \text{ m}^3/\text{s}$.

Alors :

$$Q_{cr} = 8.582 \times \left(1 - \frac{15.62}{100}\right)$$

$$Q_{cr} = 7.74 \text{ m}^3/\text{s}$$

2- Détermination du débit de la step :

En effectuant une dilution de 3 : $Q_{step} = Q_{pte} \times 3$

$$Q_{step} = 0,056 \times 3 = 0,168 \text{ m}^3/\text{s}$$

2- Le débit déversé : $Q_{dév} = 7.74 - 0,1743 = 2,788 \text{ m}^3/\text{s}$

$$3- R_q = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = \frac{0,168}{9,081} = 0,0185 \Rightarrow \text{d'après l'abaque (voir Annexe V)} R_h = 0,1$$

On sait que $R_h = \frac{H_{step}}{D}$ donc $H_{step} = R_h \times D = 1500 \times 0,1 = 150\text{mm}$

La valeur trouvée est trop petite et non réalisable, donc nous optons pour un seuil de 200 mm.

Le calcul inverse :

$$R_h = \frac{H_{step}}{D} = \frac{200}{1500} = 0,133$$

D'après l'abaque $R_q = 0,0347$ donc $Q_{step} = 0,0347 \times 9,081 = 0,315 \text{ m}^3/\text{s}$

Alors : $Q_{dév} = 7,74 - 0,315 = 7,425 \text{ m}^3/\text{s}$

4- La hauteur déversée :

$$R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{7,74}{9,081} = 0,852$$

D'après l'abaque : $R_{hcr} = 0,72 \Rightarrow H_{cr} = 0,728 \times 1500 = 1092\text{mm}$

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{step} = 1092 - 200 = 892\text{mm}$$

- **Calcul de la largeur « L » de seuil déversant :**

$$Q_{dév} = mLh_{dév}\sqrt{2gh_{dév}}$$

$$L = \frac{2}{3} \times \frac{Q_{dév}}{m\sqrt{2g} h_{dév}^{\frac{3}{2}}} = \frac{2}{3} \times \frac{7,42}{m\sqrt{2 \times 9,81 \times 0,892^2}} = \mathbf{3,31 \text{ m}}$$

$$m = 0,4$$

Conclusion :

Afin d'assurer la performance du système d'évacuation des eaux usées et pluviales, le choix s'est porté sur des conduites en béton armé dans les zones nécessitant une forte résistance mécanique, et sur des conduites en PVC dans les tronçons où la légèreté, la facilité de mise en œuvre et la résistance à la corrosion sont essentielles. Des regards de visite ont été implantés aux points de changement de direction ou de pente, facilitant ainsi les opérations d'entretien et de maintenance tout en assurant une bonne exploitation du réseau. De plus, pour limiter la surcharge de la station d'épuration en période de fortes précipitations, deux déversoirs d'orage latéraux ont été prévus afin d'évacuer les volumes excédentaires vers le milieu naturel.

Chapitre VII :
ORGANISATION DE
CHANTIER ET ESTIMATION
DU COUT DE PROJET

Introduction :

La mise en place d'un système d'assainissement est soumise à la réglementation en vigueur pour tous les types de chantiers, qu'ils soient situés en milieu urbain ou rural. Afin d'assurer une exécution optimale des travaux, il est impératif de se conformer aux protocoles d'organisation générale du chantier.

la méthode la plus couramment employée est la méthode CPM, également désignée sous le nom de « méthode du chemin critique ». Cette démarche permet de réduire les délais d'exécution, de limiter les coûts et d'optimiser le travail sur le terrain. Le concept est fondé sur la construction d'un réseau qui représente l'enchaînement des étapes du projet, dans l'ordre prescrit de leur réalisation. Ce réseau permet par la suite d'identifier le chemin critique, à savoir la séquence d'opérations qui ne saurait être différée sans entraîner un report de la date de finalisation du projet.

I. Emplacement des canalisations :

Dans les voies de moins de 15 mètres de large, les canalisations sont habituellement placées le long de l'axe de la route.

Sur les voies plus étendues, l'installation d'un drainage sous chaque trottoir est indispensable.

Habituellement, dans le cadre d'un dispositif de séparation, il existe une unique conduite dédiée à l'eau pluviale qui est reliée à l'un des réseaux d'eaux usées.

II.Exécution des travaux :

La mise en place des canalisations implique principalement :

- La pose des canalisations commence par une inspection des conduites et leur manutention dans des conditions appropriées afin d'éviter tout endommagement. Ensuite, on procède au décapage de la couche superficielle du sol, qu'il s'agisse de goudron, de gravier ou de végétation. L'implantation des axes de pose est réalisée à l'aide de jalons et de piquets, permettant de définir précisément l'emplacement des tranchées. Une fois cette étape achevée, les tranchées sont creusées selon les dimensions prévues, incluant les emplacements destinés aux regards.
- Le lit de pose est alors préparé avec soin, en respectant les niveaux définis par le profil en long. Les conduites sont ensuite placées dans la tranchée, puis assemblées par emboîtement ou autre procédé selon le type de joint utilisé. Les ouvrages de regard sont mis en œuvre aux points stratégiques du réseau. Une vérification de l'étanchéité des conduites et des raccords est effectuée avant le remblayage. Ce dernier est réalisé en plusieurs couches, avec compactage à chaque niveau, afin d'assurer la stabilité de l'ensemble et de prévenir tout affaissement futur... [9]

II.1 Manutention et stockage des conduites :

On entend par Manutention toute opération de transport ou de soutien d'une charge, dont le levage, la pose, la poussée, la traction, le port ou le déplacement, qui exige des efforts.

II.2 Décapage de la couche de terre végétale

Avant l'excavation des tranchées, il est essentiel de commencer le processus d'enlèvement des couches végétales à des profondeurs réduites. L'exécution de la tâche se fait avec un bulldozer sur une profondeur de 10cm.

II.3 Emplacement des piquettes:

D'après les schéma de disposition, il est impératif d'installer les repères des piquettes à chaque point où un regard est situé lors de tout changement de direction ou d'inclinaison, ainsi qu'à chaque raccordement ou jonction de tuyauterie.

II.4 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

La pose en tranchée ouverte est la méthode la plus couramment adoptée pour la réalisation des collecteurs en milieu urbain. Cependant, la profondeur des fouilles peut être restreinte par la présence d'infrastructures existantes ou par des contraintes hydrauliques. Plusieurs éléments déterminent la largeur de la tranchée, notamment le système d'emboîtement des tuyaux, leur diamètre extérieur, la distance minimale à maintenir entre la canalisation et les parois, les fondations, la profondeur d'enfouissement, la nature du sol, ainsi que l'espace disponible pour l'excavation. Étant donné le coût important des terrassements, il est préférable de limiter la largeur des tranchées, en veillant toutefois à satisfaire les exigences techniques et à garantir la sécurité des travaux..

II.5 Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de sable d'une épaisseur maximale de 15 cm, soigneusement nivelé conformément aux altitudes définies dans le profil en long. Le matériau utilisé pour ce lit de pose devra contenir au minimum 12 % de particules dont la granulométrie est inférieure à 0,1 mm, afin de garantir une assise stable et homogène. En cas d'instabilité du sol naturel, des mesures spécifiques devront être envisagées, telles que la mise en œuvre d'un béton de propreté ou, si nécessaire, l'installation de dalles de répartition pour assurer une meilleure stabilité structurelle de l'ouvrage.. [9]

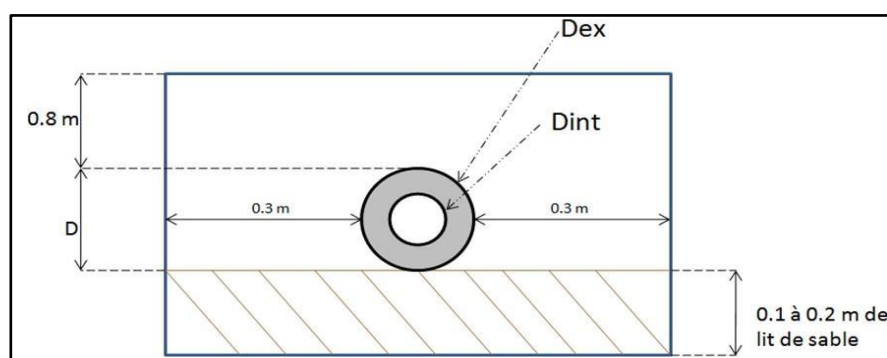


Figure VII-1 : Pose du lit de sable

II.6 Pose des canalisations :

Il est important de vérifier certains points essentiels lors de la pose des canalisations. Le calage doit être réalisé correctement, soit de manière permanente par remblai partiel, soit provisoirement à l'aide de cales. Les éléments doivent être posés de l'aval vers l'amont, avec l'orientation de l'entourage des tuyaux dirigée vers l'amont. Avant la mise en place des abouts, les surfaces d'emboîtement ainsi que le lit de la tranchée doivent être dégagés de tout obstacle ou polluant. Enfin, les joints doivent être soigneusement vérifiés et nettoyés avant l'assemblage.

II.7 Assemblage des canalisations :

Les joints des tuyaux circulaires à emboîtement sont fabriqués à l'aide d'une bague renforcée par une structure et qui est coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

II.8 Essai d'étanchéité :

Une fois placées au fond des tranchées, on procède à la vérification de l'étanchéité des conduites en effectuant un test à l'eau, à l'air ou à la fumée.

II.9.Réalisation des regards :

La mise en œuvre d'un regard se fait selon une succession d'étapes méthodiques :

- 1. Préparation du fond de regard :

La préparation du fond commence par une mise à niveau soignée, garantissant un ajustement précis en fonction des altimétries prévues. Une fois cette surface réglée, une couche de béton de propreté est réalisée afin de fournir une base stable, propre et durable pour les ouvrages à venir, tout en facilitant la mise en œuvre des armatures et des structures supérieures..

- 2. Installation du radier :

La construction du radier débute par la mise en place de l'armature métallique, disposée selon les plans structurels afin d'assurer la résistance mécanique de l'ouvrage. Une fois le ferrailage correctement positionné et fixé, le béton est coulé sur l'ensemble de la surface du radier, en veillant à une bonne compaction et à un enrobage optimal des armatures, garantissant ainsi la solidité et la durabilité de la fondation.

- 3. Construction des parois :

La construction des regards commence par la mise en place des armatures métalliques destinées à renforcer les parois. Une fois le ferrailage achevé, le coffrage est installé pour former les contours du regard, puis le béton est coulé avec soin selon les dimensions prévues. Après durcissement, le coffrage est retiré, révélant la structure finale du regard prête à recevoir les finitions et les équipements nécessaires..

- 4. Mise en place de la dalle supérieure :

La réalisation de la dalle débute par le ferrailage, qui consiste à disposer les armatures conformément aux plans d'exécution. Cette étape est suivie par la mise en place du coffrage, servant à contenir le béton durant le coulage. Une fois le coffrage prêt, le béton est mis en œuvre avec soin, en veillant à assurer un bon enrobage des armatures et une surface uniforme. Après la prise et le durcissement du béton, le décoffrage est effectué, permettant de libérer la dalle pour les étapes suivantes du chantier..

De manière générale, les regards présentent une forme cubique, avec des dimensions adaptées à la profondeur des fouilles ainsi qu'au diamètre des canalisations. Ils peuvent être réalisés directement sur chantier à l'aide de béton armé, ce qui permet une personnalisation en fonction des besoins spécifiques du projet. À l'inverse, l'utilisation d'éléments préfabriqués permet de réduire les délais d'exécution et de simplifier la mise en œuvre. [9]

II.10.Remblayage et compactage :

Après la pose des tuyaux, les tranchées sont comblées avec de la terre pour retrouver l'aspect originel du terrain. Les remblais sont effectués en strates compactées de 20 centimètres.

III.Choix des engins :

La réalisation des travaux implique l'emploi de divers types d'engins, car chaque opération requiert un engin particulier. On peut classer ces engins en trois catégories :

1- Les engins de chargement :

les principaux engins utilisés comprennent les pelles hydrauliques, essentielles pour les opérations de creusement et de terrassement, ainsi que les chargeuses, qui facilitent le déplacement et le chargement des matériaux excavés.

2- Les engins de transport :

Les moyens de transport et manutention mobilisés incluent les camions bennes, utilisés pour l'évacuation des déblais, les brouettes pour les déplacements de matériaux sur de courtes distances, les véhicules utilitaires pour le transport d'outils et de petits équipements, ainsi que les dumpers, qui facilitent le déplacement des charges lourdes dans les zones de chantier restreintes.

3- Les engins de mise en place des matériaux :

Parmi les engins indispensables au chantier figurent les niveleuses, qui permettent d'assurer un nivellement précis du terrain, et les compacteurs, utilisés pour densifier le sol et garantir la stabilité des fondations.

❖ Nous avons employé les engins suivants pour notre projet.

➤ Pour le décapage :

La niveleuse est une machine employée pour évacuer la terre végétale sur les terrains difficiles à évacuer. Elle se compose d'un tracteur à quatre roues, dont deux sont avant-courues. Une lame repose sur une couronne et a la capacité de tourner ou de se déplacer dans son prolongement dans toutes les directions. [7]

➤ Pour l'excavation des tranchées :

La pelle équipée en rétro est utilisée pour les travaux de terrassement. Les pelles représentent

des outils polyvalents qui peuvent être employés sur tous les types de sols. Elles sont principalement employées dans le domaine des déblais et du transport de matériaux. Une pelle à chenille est recommandée pour les terrains difficiles. [7]

➤ **Pour le remblaiement :**

Le remblayage a été réalisé à l'aide d'une chargeuse, un engin de terrassement équipé d'un corps automoteur articulé et d'une benne de grande taille à l'avant. [7]

➤ **Pour le compactage :**

La terre a été compactée après le remblayage à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses, un véhicule lourd équipé d'un ou plusieurs rouleaux en fonte qui tassent la terre en roulant dessus. [7]

IV. Calcul des différents volumes des travaux :

IV.1 Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = L_{\text{tr}} \times B_{\text{cv}} \times H_{\text{vc}}$$

VII.1

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume du décapage la couche végétale décapée (m^3).
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m)
- H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)

IV.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B_{\text{tra}} \times L_{\text{tra}} \times H_{\text{vc}}$$

VII.2

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

IV.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B$$

VII.3

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).

- L : longueur totale de la tranchée (m).

IV.4. Volume occupé par les collecteurs :

$$V_{cond} = \frac{\pi \times D_{ext}^2}{4} \times L \quad \text{VII.4}$$

Tel que :

- V_{cond} : volume occupé par les collecteurs (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

IV.5 Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times B \times L \quad \text{VII.5}$$

Tel que :

- H_e : hauteur d'enrobage (m).
- B : Largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

IV.6. Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls}) \quad \text{VII.6}$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume du déblai (m^3).
- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- $V_{déc}$: volume du décapage la couche végétale décapée (m^3).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).

IV.7. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad \text{VII.7}$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné (m^3).
- V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$V_f = K_f \times V_d \quad \text{VII.8}$$

Tel que :

- K_f : coefficient de foisonnement varie en fonction de la nature du sol.

V. Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'évaluer le coût de réalisation de notre projet, il est essentiel de réaliser le calcul du devis quantitatif et estimatif. L'objectif de ce calcul est de calculer les quantités de toutes les opérations réalisées sur le terrain pour la réalisation du projet, puis de les multiplier par le prix unitaire associé.

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif du projet

Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement				
Décapage de la terre végétale	m ³	994,466	500,00	497 233
Déblai de tranchée pour une Profondeur h = 1 à 4m	m ³	24861,6644	240,00	5 966 798,4
Pose lit de sable, e=0,2 m	m ³	1988,93315	1 200,00	2 386 716
Remblai compacté de la tranchée	m ³	11912,6394	200,00	2 382 526
Evacuation des déblais Excédentaires	ml	12949.03	300,00	3 884 709
Grillage avertisseur	ml	9701,3	65,00	630 565
Canalisation en PVC (PN 06)				
φ315	ml	6238,31944	3 800,00	23 705 613,9
φ 400	ml	1298,77836	4 500,00	5 844 502,62
φ 500	ml	765,0373	6 000,00	4 590 223,8
φ 630	ml	355,65	8 000,00	2 845 200
Canalisation en CAO (BA 135 A)				
φ 800	ml	422,31	12 000,00	5 067 720
φ1000	ml	42,85	18 000,00	771 300
φ1200	ml	371,46	22 000,00	8 172 120
φ1500	ml	206,84	25 000,00	5 171 000
Génie civil				
Exécution des regards en BA, y compris toute sujétion de bonne exécution, avec tampon en fonte série lourde, h= 1 à 4m	U	393	60 000,00	23 580 000,00
Exécution de DVO en béton Armé	U	1	70 000,00	70 000,00
Totaux			Total (HT)	87 550 028
			T.V.A (19%)	16 634 505.3 ,9
			Total T.T.C	104 184 533

VI. Planification du projet :

Les travaux s'organisent et s'enchaînent selon les phases suivantes :

Le chantier débute par l'implantation précise du tracé sur le terrain grâce au piquetage. La couche superficielle de sol végétal est ensuite retirée pour préparer la zone d'intervention. Les tranchées et les excavations nécessaires à la pose des regards sont ensuite réalisées avec soin. Le lit de pose est préparé et nivelé afin d'assurer une assise stable pour les canalisations. Les regards sont construits selon les spécifications techniques définies. Les conduites sont posées au fond des tranchées, suivies de la réalisation des ouvrages complémentaires liés au réseau. Les différents éléments de canalisation sont ensuite raccordés et assemblés. Une vérification rigoureuse de l'étanchéité des tuyaux et des joints est effectuée par des essais adaptés. Enfin, les tranchées sont progressivement remblayées pour reconstituer le sol, et les finitions sont réalisées pour garantir la conformité et la propreté de l'ouvrage..[9]

VI.1 Techniques de la planification :

On peut essentiellement classer les méthodes de planification en deux grandes catégories : celles qui s'appuient sur des réseaux, et celles qui utilisent des graphiques.

VI .1.1 . Méthodes basées sur le réseau :

➤ Définition du réseau :

Le réseau constitue une représentation graphique d'un projet, mettant en évidence les liens entre les différentes tâches, qu'elles se succèdent, se déroulent en parallèle ou convergent, tout en intégrant la durée estimée pour leur réalisation.

On distingue deux types de réseaux :

1. Réseau à flèches :

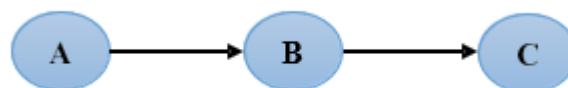
Dans ce type de schéma, la flèche symbolise une opération, tandis que les nœuds indiquent l'enchaînement ou la succession des différentes opérations..



Avec l'opération **A** précède l'opération **B**

2. Réseau à nœuds :

Dans ce type de schéma, chaque opération est symbolisée par un nœud, tandis que les flèches illustrent la succession et les dépendances entre ces opérations.



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée

➤ **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- 1- Rassembler les données pertinentes issues de l'étude préalable.
- 2- Décomposer le projet en tâches élémentaires ou en opérations distinctes.
- 3- Identifier et organiser les liens de dépendance entre les différentes opérations.
- 4- Estimer et attribuer une durée à chaque tâche.
- 5- Élaborer les réseaux d'enchaînement des opérations (planning ou diagramme). [9]

VI.2. La méthode de calcul basée sur le réseau :

La méthode de calcul adoptée dans notre projet est la méthode C.P.M (Critical Path Method ou méthode du chemin critique). Elle a pour objectif principal de réduire les délais d'exécution d'un ouvrage en identifiant les tâches essentielles et leur enchaînement. Les paramètres indispensables pour la mise en œuvre de cette méthode sont les suivants :

Tableau VII-2 : Les paramètres de la méthode C.P.M

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : Le temps total nécessaire à la réalisation complète du projet..
- DCP : La date la plus précoce à laquelle une tâche peut débuter sans retard dans le calendrier global des travaux.
- DCPP : La date limite à laquelle une tâche doit commencer pour ne pas retarder la fin du projet.
- DFP : La date à laquelle les travaux peuvent être terminés au plus tôt, en tenant compte de l'enchaînement des tâches.
- DFPP : La date limite à laquelle une tâche doit impérativement être terminée pour ne pas retarder la fin du projet.
- MT : La marge totale correspond au temps maximal dont dispose une tâche sans impacter la durée globale du projet.

Sachant que :

$$DFP = DCP + TR$$

VII.9

$$DCPP = DFPP - TR$$

VII.10

Les lois de calcul :

$$DFPi = DCPi + Tri.$$

$$DFPi = DCPj.$$

$$DTP \text{ (durée totale du projet)} = DFPj.$$

$$DCPPi = DFPPi - Tr$$

➤ **Chemin critique (C.C) :**

La durée totale du projet (DTR) correspond à l'enchaînement des opérations dont la marge totale est nulle (0). Pour identifier le chemin critique, il suffit de vérifier simultanément les deux conditions suivantes :

$$➤ MR = 0$$

$$C.C \Leftrightarrow \left\{ \sum TR_{C.C} = D.T.P \right.$$

VI.3 Définitions des tâches et leurs durées :

Dans le cadre de notre projet, les principales tâches à accomplir sont les suivantes :

Tableau VII-3 : symboles et les durées de différentes operations

Operations	Symboles	Durée (jour)
Piquetage	A	15
Découpage de la couche de végétation	B	20
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	C	55
Aménagement du lit de pose.	D	20
Construction des regards	E	40
La mise en place des canalisations en tranchée	F	20
Constructions des ouvrages annexes	G	30
Assemblage des tuyaux	H	15
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	I	15
Remblai des tranchées	J	20
Travaux final	K	20

La détermination des délais a été réalisée à l'aide de la méthode par tableau. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-4 : Détermination des délais

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	200	180	200	0

Le chemin critique est :

A-B-C-E-H-I--J-K

Avec un temps de réalisation :

$$\sum TR = 200 \text{ Jours}$$

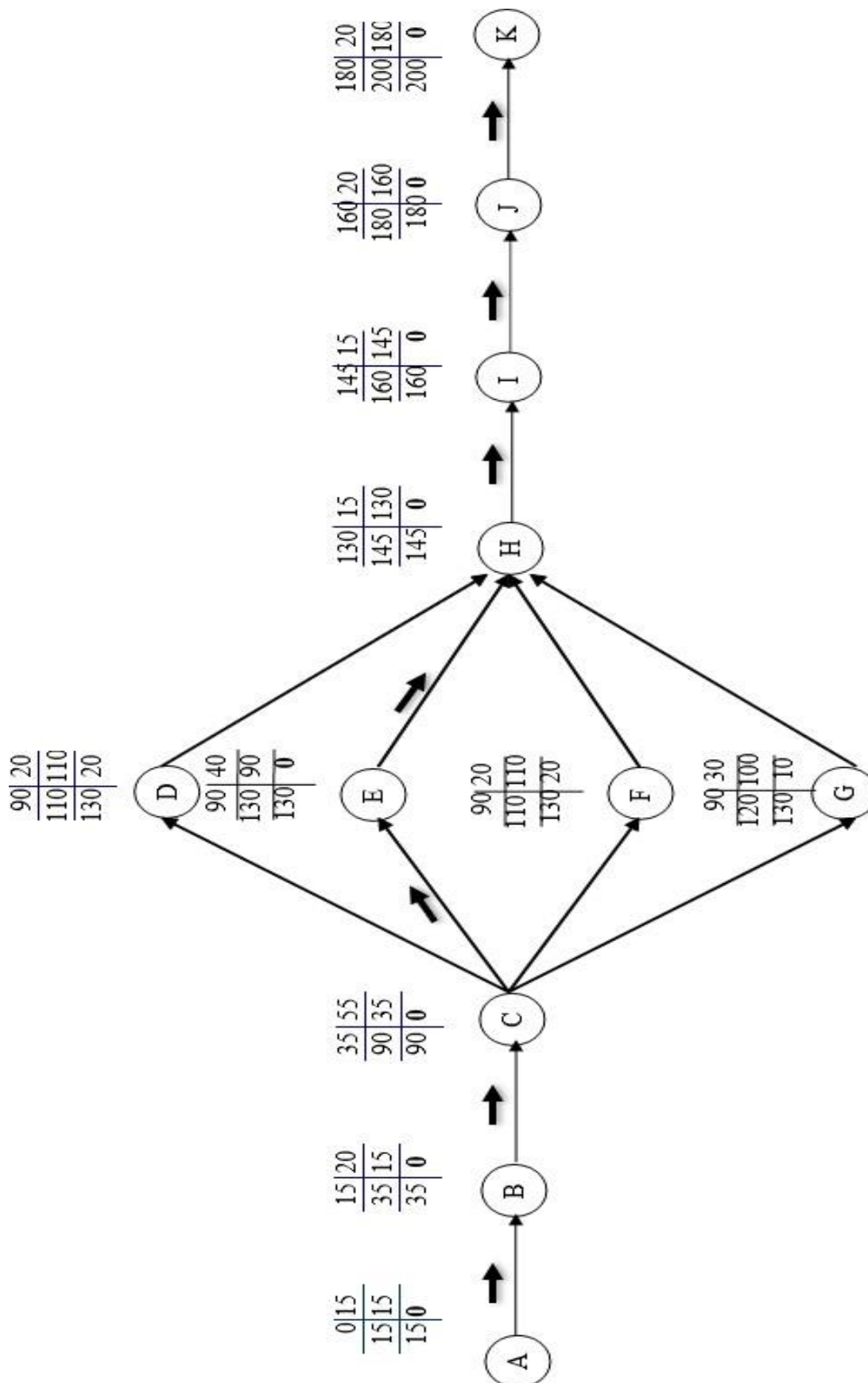


Figure VII-6 : Réseau a nœud

Conclusion :

L'organisation de chantier constitue une étape essentielle dans la mise en œuvre d'un système d'assainissement. Elle permet non seulement d'optimiser les coûts, l'énergie et le temps, mais aussi d'améliorer l'efficacité du travail sur le terrain.

Cette phase de préparation joue également un rôle clé dans l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif, outil indispensable pour anticiper le coût global du projet.

Dans notre cas, le montant estimé s'élève à 104 184 533DA, pour une durée de réalisation de 200 jours.

Conclusion générale

Conclusion générale

En conclusion, ce mémoire a permis la conception d'un système d'évacuation efficace des eaux usées et pluviales pour le nouveau pôle urbain de 1900 logements à Oum Drou, en assurant leur rejet vers un exutoire approprié.

Ce projet s'inscrit dans une démarche visant à préserver la santé publique et à protéger l'environnement, tout en répondant aux besoins d'aménagement et de développement durable de la région.

Notre démarche s'est articulée autour de trois étapes principales :

- Dans un premier temps, nous avons présenté la zone d'étude ainsi que ses principales caractéristiques géographiques et urbaines.
- Ensuite, une étude hydrologique a été menée afin de déterminer l'intensité moyenne maximale des précipitations, estimée à 129,52 l/s/ha.
- Enfin, nous avons calculé les débits des eaux usées et pluviales, ce qui nous a permis de procéder au dimensionnement du réseau d'assainissement adapté aux besoins de la zone.

Pour l'évaluation des débits d'eaux usées, nous avons intégré à la fois les débits issus des usages domestiques et ceux provenant des établissements publics.

Concernant les débits pluviaux, la zone d'étude a été subdivisée en 27 sous-bassins versants, et les calculs ont été réalisés en appliquant la méthode rationnelle,

Nous avons choisi des canalisations en PVC pour les diamètres inférieurs à 630 mm, tandis que pour les diamètres égaux ou supérieurs à 630 mm, des conduites en béton armé ont été retenues.

Concernant les ouvrages annexes, un déversoir d'orage a été prévu afin de diriger les eaux pluviales vers l'oued, tandis que les eaux usées sont acheminées vers la station d'épuration (STEP).

D'un point de vue économique, un devis quantitatif et estimatif a été réalisé afin d'évaluer le coût global du projet à 104 184 533 DA, pour une durée de réalisation prévue de 200 jo

Références bibliographiques

- [1] SALAH.B, « polycope d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique,BLIDA. 1993.
- [2] Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
- [3] BOURRIER.R (1991) Les réseaux d'assainissement urbaine, édition OTH, Paris.
- [4] BOURAI.S, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de FOUKA (W.TIPAZA) ENSH 2005.
- [5] OUARET.I, Mémoire de fin détudes d'assainissement,rehabilitation d'un réseau d'assainissement de la commune de telagh (w.sidi bel abbes)ENSH 2021
- [6] Gomella C. et Guerree H., 1986. « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ». Eyrolles, Paris.
- [7] GUAT.M, Mémoire de fin détudes d'assainissement, dimensionnement d'un reseau d'assainissement de la nouvelle ville berbih -pos27- (w. djelfa) ENSH 2023.
- [8] C.E.R.T.U, 2003. « La ville et son assainissement ». CERTU, France.
- [9] Polycopié DJILALI KAHLERRASE 2021, « organisation de chantier », ENSH Blida.
- [10] SALAH.B, « polycope d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique,BLIDA. 1993.
- [11] TARED.A, ETUDE DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT DE LA NOUVELLE VILLE BOUMENGOCHE -POS1-PARTI OUEST- (W. TISSEMSILT)2024
- [12] MELIKAOUI.M. Dimensionnement du réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain de la ville El Omaria (W.MEDEA 2021
- [13] ZIANE.S. Etude de réseau d'assainissement de Bokaa el Maaizia (C. Oum Drou, w.Chlef) 2020

Annexe

Annexe 1 : Table de chi au carré

LOI DU KHI-DEUX AVEC k DEGRÉS DE LIBERTÉ
QUANTILES D'ORDRE $1 - \gamma$

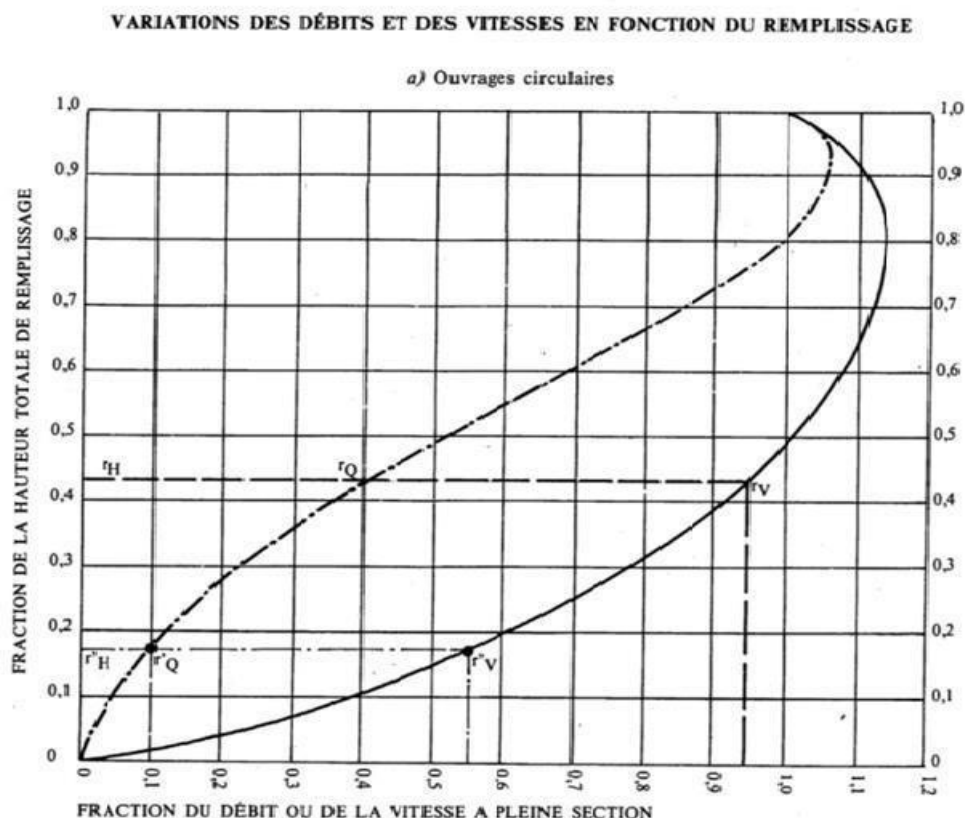
k	γ										
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.94	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.28	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

Si k est entre 30 et 100 mais n'est pas un multiple de 10, on utilise la table ci-haut et on fait une interpolation linéaire. Si $k > 100$ on peut, grâce au théorème limite central, approximer la loi $\chi^2(k)$ par la loi $N(k, 2k)$.

Source : Instruction technique 197

Annexe 2

Abaque n° 1: Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Source : Instruction Technique 197

Annexe 3

Abaque n° 2 : Variations des débits des vitesses en fonction du remplissage

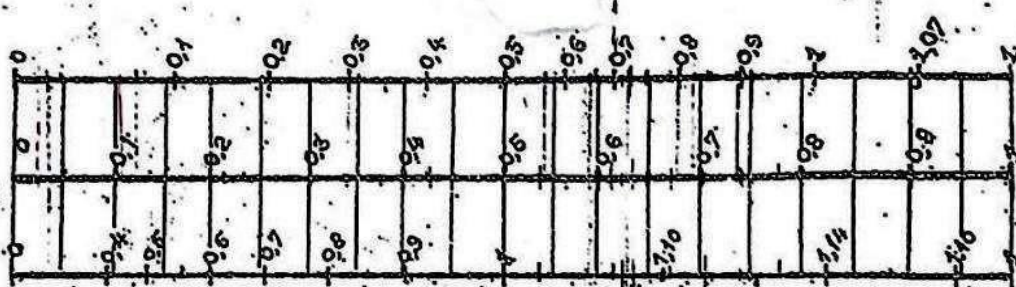
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

RAPPORT
DES DEBITS

HAUTEUR
DE REMPLISSAGE

RAPPORT
DES VITESSES

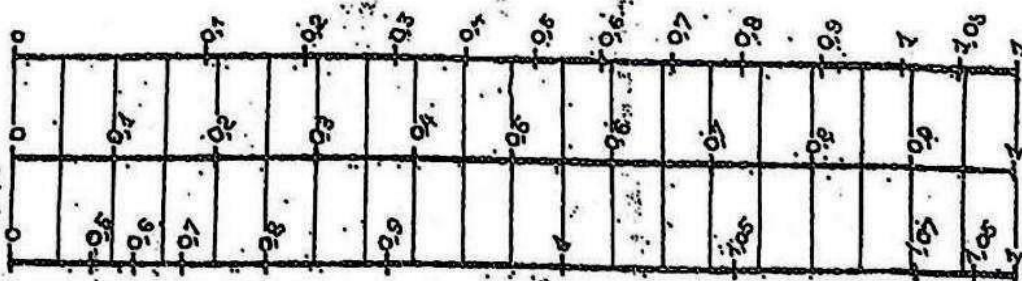


b) Ouvrages ovoïdes normalisés

RAPPORT
DES DEBITS

HAUTEUR
DE REMPLISSAGE

RAPPORT
DES VITESSES



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section